



TUGAS AKHIR - RC14-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
DENPASAR ICON MENGGUNAKAN SISTEM
PRATEKAN PADA LANTAI 20 SEBAGAI
*BALLROOM***

NI PUTU IKA FRISILIA
NRP 3113 100 044

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC-14-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
DENPASAR ICON MENGGUNAKAN SISTEM
PRATEKAN PADA LANTAI 20 SEBAGAI
*BALLROOM***

NI PUTU IKA FRISILIA
NRP 3113 100 044

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Prof. Tavier, S.T., M.T., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

Halaman ini sengaja dikosongkan



FINAL PROJECT – RC-14-1501

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF
DENPASAR ICON BUILDING USING
PRESTRESSED CONCRETE SYSTEM ON THE 20th
FLOOR AS A BALLROOM**

NI PUTU IKA FRISILIA
NRP 3113 100 044

Advisor
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Prof. Tavier, S.T., M.T., Ph.D.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

Halaman ini sengaja dikosongkan

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
DENPASAR ICON MENGGUNAKAN SISTEM
PRATEKAN PADA LANTAI 20 SEBAGAI
BALLROOM**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada

Program studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

NI PUTU IKA FRISILIA

NRP. 3113 100 044

Disetujui oleh pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Dr. Ir.  (Pembimbing I)

2. Prof. Tawio, S.T.  (Pembimbing II)

**SURABAYA
JANUARI, 2017**

Halaman ini sengaja dikosongkan

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG DENPASAR ICON MENGGUNAKAN SISTEM PRATEKAN PADA LANTAI 20 SEBAGAI BALLROOM

Nama Mahasiswa : Ni Putu Ika Frisilia
NRP : 3113100044
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Konsultasi : Prof.Dr.Ir. I Gusti Putu Raka
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Abstrak

Gedung Denpasar Icon merupakan mix use function building (gedung multifungsi) terdiri dari 28 lantai yang terdiri atas rumah sakit, hotel dan mall. Gedung ini terletak di daerah Denpasar, Bali. Struktur gedung Denpasar Icon merupakan struktur beton bertulang biasa. Pada tugas akhir ini akan dilakukan modifikasi, gedung rumah sakit tepatnya pada lantai 20 akan beralih fungsi dari ruangan inap pasien menjadi ballroom. Modifikasi ini dilakukan karena seiring bertambahnya kebutuhan masyarakat akan tempat seperti ballroom untuk mengadakan acara, khususnya di daerah Denpasar.

Ballroom yang akan didesain memiliki panjang 40 meter dan lebar 20 meter, pada perencanaan ini diusahakan luas pada ruang ballroom seefektif mungkin agar dapat memaksimalkan fungsinya, sehingga kolom hanya terdapat pada ujung-ujung bentang saja. Secara penerapannya, beton bertulang biasa dinilai kurang efektif baik dalam segi bahan maupun materialnya, sebagai langkah efektif maka dilakukan perubahan struktur pada lantai 20 tersebut menggunakan sistem beton pratekan. Perkembangan sistem beton pratekan yang semakin pesat dalam perencanaan gedung membutuhkan pertimbangan tertentu, untuk itu digunakan sistem post tension (pasca tarik) untuk kemudahan konstruksi pada gedung.

Perencanaan yang dilakukan pada gedung Denpasar Icon juga menghitung antara lain perencanaan struktur sekunder, struktur utama pratekan maupun non-pratekan, perhitungan pondasi, serta metode pelaksanaan dilapangan dengan mempertimbangkan momen tahanan kolom (momen resisting column). Dalam perencanaan beton pratekan penulis menggunakan perhitungan khusus mengenai dimensi dan pemberian gaya pratekan, serta kontrol yang disesuaikan dengan beton pratekan dan kehilangan energinya. Untuk perencanaan beton bertulang biasa penulis menggunakan perhitungan dan peraturan yang sesuai dengan syarat beton bertulang biasa. Dalam perencanaan ini harus memenuhi peraturan mengenai bangunan tahan gempa terbaru, antara lain SNI 2847:2013, SNI 1726:2012, SNI 1727:2013, serta aturan lain yang berkaitan dengan bangunan tahan gempa.

Tulisan ini akan membahas secara lengkap perancangan struktur gedung Denpasar Icon sehingga akan menghasilkan perancangan yang berisi spesifikasi dan gambar yang sesuai dengan struktur gedung sesuai dengan persyaratan yang digunakan dalam perancangannya, sehingga menghasilkan struktur yang ekonomis dan efisien.

Kata Kunci : Denpasar Icon, Beton Pratekan, Beton Bertulang

STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF DENPASAR ICON BUILDING USING PRESTRESSED CONCRETE SYSTEM ON THE 20th FLOOR AS A BALLROOM

Student Name : Ni Putu Ika Frisilia
NRP : 3113100044
Department : Teknik Sipil FTSP-ITS
Academic Supervisor : Prof.Dr.Ir. I Gusti Putu Raka
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.

Abstract

Denpasar Icon building is a mix use function building consisting 28 stories with hospital, hotel, and mall. This building is located in Denpasar, Bali. The building uses reinforced concrete structure. In this final project a modification will be done, the hospital which is located on the 20th floor will change function from inpatient room to a ballroom. This modification takes place because along with the increase of community needs of places like ballrooms for holding events, especially in Denpasar.

The designed ballroom will be 40 meters in length and 20 meters in width, the area of the ballroom is designed effectively as possible to maximize its function, so that columns will only be placed on the edges of the building. In its application, reinforced concrete is considered ineffective because of the materials used, as an effective measure a modification of structure on the 20th floor using prestressed concrete system. The rapid development of the prestressed concrete in building designs is in need of a certain consideration, so a post-tension system is used for to ease the construction of buildings.

The design on Denpasar Icon building also estimates secondary structure design, prestressed and non-prestressed main structure, foundation, also the methods of implementations on site by considering the column-resisting moment. In this design of prestressed concrete the writer uses a special estimation regarding to the dimension and the prestressed load distribution, also the

adapted control of prestressed concrete and the loss of energy. For the design of reinforced concrete the writer uses the estimation and rules corresponding with the required reinforced concrete. The design have to fulfill the rules corresponding to the latest earthquake-resistant buildings, such as SNI 2847:2013, SNI 1726:2012, SNI 1727:2013, also other rules corresponding to earthquake-resistant buildings.

This writing will completely discuss about the design of Denpasar Icon building structure so that it will result in the design containing the specifications and drawings which is compatible with the building structure and the rules applicated in its design, resulting in a structure that is economic and efficient.

Keywords :Denpasar Icon, Prestressed Concrete, Reinforced Concrete

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir yang berjudul “**Desain Modifikasi Struktur Gedung Denpasar Icon Menggunakan Sistem Pratekan pada Lantai 20 Sebagai Ballroom**” ini dengan baik dan tepat waktu.

Adapun Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan untuk memenuhi syarat agar dapat melanjutkan ke Tugas Akhir sebagai syarat kelulusan Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya. Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang nyata dalam bidang ketekniksipilan.

Dalam kesempatan ini, penulis ingin menyampaikan terima kasih kepada semua pihak yang telah berkontribusi atas terselesaikannya laporan Tugas Akhir ini, diantaranya :

1. Kedua orangtua, Ester Dwi Purwantini dan I Nyoman Sukerta yang selalu memberikan motivasi, yang selalu mengingatkan kesehatan lebih penting dari apapun, tidak pernah memaksakan kehendak mereka agar saya 3,5 tahun yang penting saya sehat.
2. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka dan Prof. Tawio, S.T., M.T., Ph.D. sebagai dosen konsultasi yang telah memberikan banyak arahan dan ilmu yang sangat bermanfaat.
3. Bapak Dwi Prasetya, ST.,MSc selaku dosen konsultasi proposal yang masih membantu jika saya kesulitan dan kebingungan.
4. Bapak dan Ibu Dosen Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya yang tidak mungkin disebutkan satu persatu, atas kesabarannya memberikan ilmu-ilmu yang sangat bermanfaat.
5. Bapak dan Ibu TU yang selalu menyemangati saya dan memudahkan dalam hal administrasi dan selalu mendoakan saya.

6. Teman-teman KIJIL tersayang yang selalu memberikan semangat dan kesabaran dalam menampung keluh kesah saya, especially for karim, terimakasih sudah menemani nugas tidak tidur selama berminggu minggu, terimakasih mau mendengarkan iput yang galau luar biasa.
7. Nyoman Artha Wibawa yang membantu dalam redaksional dan hidup saya di Surabaya selama hampir 3 tahun.
8. I Dewa Ketut Hendra Kurniawan, S.T. yang selalu membimbing saya didalam kesulitan dan menjatuhkan saya lebih jatuh agar saya bangkit.
9. Derry Galista dan Rendy teman-teman asistensi yang sangat amazing, kalian luar biasa, walaupun akhir-akhir waktu kita jarang bersama lagi.
10. Krisnadi yang membantu dalam redaksional yang dimanfaatkan untuk belajar, semoga bermanfaat untuk kedepannya ilmunya.
11. Teman baru saya, yang mengajarkan tentang redaksional untuk membuat daftar isi otomatis, bahagia sekali, membantu mencari laptop saya yang hilang entah dimana, semoga TA nya juga lancar.
12. Grasia Angger Ayu Wilujeng yang menyemangati saya walaupun jauh “you can do it ute”.
13. Keluarga Besar Angkatan 2013, kalian keluarga baru yag tidak akan pernah terlupa. Maaf kalau iput banyak salah, semoga suatu hari dapat bertemu dan berkumpul, see you on the top.
14. Serta seluruh pihak yang berkontribusi, maaf tidak bisa saya sebutkan satu per satu.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran sangat diharapkan untuk pengembangan selanjutnya. Akhir kata, semoga tugas akhir ini bermanfaat bagi generasi berikutnya.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	v
ABSTRAK	vii
KATA PENGANTAR	xi
DAFTAR ISI	xv
DAFTAR GAMBAR	xxv
DAFTAR TABEL	xxx
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	5
1.3 Tujuan	5
1.4 Batasan Masalah	6
1.5 Manfaat	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum	7
2.2 Bangunan Gedung	7
2.2.1 Pengertian	7
2.2.2 Persyaratan Dasar Bangunan Gedung	7
2.3 Struktur Gedung	8
2.3.1 Klasifikasi Bangunan Gedung	8
2.3.1.1 Klasifikasi berdasarkan ketinggian menurut Peraturan Menteri Tahun 2007:	8
2.3.1.2 Klasifikasi berdasarkan konfigurasi horizontal dan vertikal	9
2.4 Perencanaan Struktur	13
2.4.1 Torsi pada Bangunan Non-Simetris	13
2.4.2 Core (Inti Bangunan)	14
2.4.2.1 Bentuk dan Tata Letak	15
2.4.2.2 Beban Core Wall	16

2.4.3 Shear Wall.....	17
2.5 Pengaruh Gempa pada Bangunan	18
2.5.1 Beban dan Analisis Gempa	18
2.5.2 Pengaruh Gempa pada Bangunan Tak Beraturan.....	30
2.5.3 Pengaruh Gempa pada <i>Wall-Frame</i> Sistem	33
2.6 Sistem Beton Pratekan	35
2.7 Prinsip Dasar Beton Pratekan	39
2.7.1 Sistem Pratekan untuk Mengubah Beton menjadi Bahan yang Elastis.	39
2.7.2 Sistem Pratekan untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton.....	41
2.7.3 Sistem Pratekan untuk mencapai kesetimbangan beban 42	
2.8 Tahap Pembebanan	42
2.8.1 Tahap Transfer	43
2.8.2 Tahap Service	43
2.9 Material Beton Prategang	43
2.9.1 Beton	43
2.9.2 Tendon Baja	43
2.9.3 Angkuran Beton Prategang	44
2.10 Selonsong (<i>duct</i>) Sistem Pasca-Tarik	45
2.11 Grouting untuk Tendon.....	45
2.12 Angkur dan Kopler Pasca-Tarik	46
2.13 Dampak Pemberian Paska Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat	46
2.14 Sistem Hubungan Balok Kolom	50
2.14.1 Sistem Sendi.....	50
2.14.2 Sistem Monolit.....	53
2.14.3 Sistem Konsol Pendek.....	54
2.15 Daya Dukung Satu Tiang Pancang	54
2.16 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	56

2.17 Perencanaan Pile Cap Grup Tiang Pancang	58
2.17.1 Kontrol Tebal Minimum Pile Cap.....	58
2.17.2 Kontrol Geser Pons	58
2.17.3 Penulangan Pile Cap	59
2.18 Perencanaan Sloof Pondasi (<i>Tie Beam</i>)	59
BAB III METODOLOGI	61
3.1 Umum	61
3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	61
3.3 Pengumpulan Data.....	63
3.4 Studi Literatur	64
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder	64
3.5.1 Perencanaan Pelat.....	64
3.5.2 Perencanaan Dimensi Tangga	67
3.5.3 Perencanaan Balok Lift	67
3.5.4 Perencanaan Balok Anak.....	67
3.6 Preliminary Desain	68
3.6.1 Preliminary desain struktur beton bertulang.....	68
3.6.2 Preliminary desain balok (struktur pratekan)	70
3.7 Pembebanan	70
3.7.1 Beban Mati	71
3.7.2 Beban Hidup.....	71
3.7.3 Beban Gempa	71
3.7.4 Kombinasi	73
3.8 Analisa Stuktur	73
3.8.1 Kontrol Permodelan Struktur	73
3.9 Perencanaan Struktur	74
3.9.1 Desain Struktur Utama Non Pratekan	74
3.9.2 Analisa Struktur Utama Pratekan	74
3.9.2.1 Gaya Pratekan	74

3.9.2.2 Pemilihan Tendon Baja Pratekan	75
3.9.2.3 Kehilangan Pratekan	76
3.9.2.4 Kontrol Momen Nominal	82
3.9.2.5 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang	82
3.9.2.6 Kontrol Momen Retak	83
3.9.2.7 Kontrol Lentur	83
3.9.2.8 Kontrol Geser	84
3.9.2.9 Kontrol Lendutan	86
3.9.2.10 Daerah Limit Kabel	87
3.9.2.11 Pengangkuran	88
3.10 Sistem Hubungan Balok Kolom	88
3.10.1 Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit	89
3.11 Perencanaan Pondasi	92
3.12 Gambar	92
3.13 Kesimpulan dan Saran	92
BAB IV PEMBAHASAN	93
4.1 Preliminary Design	93
4.1.1 Umum	93
4.1.2 Data Perencanaan	93
4.1.3 Pembebanan	94
4.1.4 Perencanaan Balok	94
4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk	94
4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak	96
4.1.4.3 Perencanaan Balok Kantilever	96
4.1.4.4 Perencanaan Balok Pratekan	97
4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat	98

4.3.1 Umum.....	147
4.3.2 Permodelan Struktur.....	147
4.3.3 Pembebanan Gravitasi.....	148
4.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis.....	151
4.3.4.1 Faktor Keutamaan Gempa	151
4.3.4.2 Kelas Situs.....	151
4.3.4.3 Parameter Respon Spectral	151
4.3.4.4 Parameter Percepatan Spectral Desain.....	152
4.3.4.5 Kategori Desain Seismik.....	153
4.3.4.6 Respon Spektrum Desain	153
4.3.4.7 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental....	154
4.3.4.8 Kontrol Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear</i>)	156
4.3.4.9 Kontrol Dual system	160
4.3.4.10 Kontrol Partisipasi Massa	160
4.3.5 Kontrol Drift.....	161
4.4 Perencanaan Struktur Utama Pratekan	165
4.4.1 Umum.....	165
4.4.2 Data Perencanaan Beton Pratekan.....	165
4.4.3 Mencari Lebar Efektif	166
4.4.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton	167
4.4.5 Perhitungan Pembebanan	168
4.4.6 Penentuan Gaya Pratekan	170
4.4.6.1 Analisa Penampang Global	170
4.4.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (F_o)	172
4.4.6.3 Kontrol Gaya Pratekan	174
4.4.6.4 Penentuan Tendon yang Digunakan.....	179
4.4.6.5 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang.....	180
4.4.6.6 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan..	185

4.4.6.7 Kontrol Lendutan	193
4.4.6.8 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak.....	195
4.4.6.9 Penulangan Geser.....	201
4.4.6.10 Penulangan Torsi.....	205
4.4.6.11 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan	207
4.4.6.12 Momen Nominal Oleh Tulangan Lunak	209
4.4.6.13 Momen Ultimate (M_u)	210
4.4.6.14 Momen Nominal Total (M_n).....	210
4.4.6.15 Kontrol Momen Retak	211
4.4.6.16 Prestress Partial Ratio (PPR).....	213
4.4.6.17 Pengangkur Ujung.....	213
4.4.7 Perencanaan Kolom Sendi.....	215
4.4.7.1 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	216
4.4.8 Metode Pelaksanaan	217
4.5 Perencanaan Struktur Utama Non Pratekan.....	217
4.5.1 Umum.....	217
4.5.2 Perencanaan Balok Induk.....	218
4.5.2.1 Penulangan Lentur Balok.....	220
4.5.2.2 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk	240
4.5.2.3 Penulangan Geser.....	244
4.5.2.4 Panjang Penyaluran Tulangan.....	250
4.5.3 Perencanaan Kolom.....	250
4.5.3.1 Perencanaan Kolom (70/90) Lantai 11-15	251
4.5.3.2 Kontrol Dimensi Kolom.....	252

4.5.3.3 Tulangan Longitudinal Penahan Lentur	253
4.5.3.1 Pesyaratan <i>Strong Column-Weak Beam</i>	256
4.5.3.2 Tulangan Transversal untuk Pengekangan....	262
4.5.3.3 Tulangan Transversal untuk Beban Geser	264
4.5.3.4 Sambungan Lewatan	268
4.5.3.5 Hubungan Balok-Kolom	269
4.5.4 Perencanaan <i>Shearwall</i>	276
4.5.4.1 Data Perencanaan	276
4.5.4.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Dinding Geser	277
4.5.4.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser	277
4.5.4.4 Perhitungan Jumlah Lapis Tulangan yang Dibutuhkan	278
4.5.4.5 Perhitungan Kuat Geser yang Disumbangkan Beton	278
4.5.4.6 Perhitungan Tulangan Transversal dan Longitudinal	278
4.5.4.7 Kuat Geser Nominal Dinding Geser	281
4.5.4.8 Kontrol dan Desain Element Pembatas	281
4.6 Perencanaan Pondasi	282
4.6.1 Umum	282
4.6.2 Daya Dukung Tiang Pancang	283
4.6.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	284
4.6.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max})	286
4.6.5 Kontrol Kekuatan Tiang	287
4.6.6 Perencanaan Pile Cap	292
4.6.6.1 Perencanaan sloof	296

BAB V KESIMPULAN	301
5.1 Kesimpulan	301
5.2 Saran	303
DAFTAR PUSTAKA.....	305
LAMPIRAN	307

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Desain Denpasar Icon	1
Gambar 1.2	Tampak Hotel	2
Gambar 1.3	Tampak Mall.....	2
Gambar 1.4	Tampak Rumah Sakit.....	3
Gambar 2.1	Sistem Bangunan Inti.....	14
Gambar 2.2	Lateral Load Resisting System	17
Gambar 2.3	Peta Zona Gempa Indonesia (Ss).....	18
Gambar 2.4	Peta Zona Gempa Indonesia (S ₁)	19
Gambar 2.5	Denah Balok Pratekan	29
Gambar 2.6	Mode Osilasi pada Bangunan Berbentuk X.....	31
Gambar 2.7	Deformasi Bangunan terhadap Perubahan Aspek Rasio	32
Gambar 2.8	Perbandingan Ratio Kelangsingan terhadap Drift	33
Gambar 2.9	Momen dan Gaya Geser pada Bangunan Frame dan Bangunan dengan <i>Core Wall</i>	34
Gambar 2.10	Proses Pratarik	35
Gambar 2.11	Proses Paskatarik	36
Gambar 2.12	Skema Beton Pratekan Metode Pasca Tarik	38
Gambar 2.13	Konsep Beton Pratekan sebagai Bahan yang Elastis	39
Gambar 2.14	Tendon dengan Eksentrisitas	40
Gambar 2.15	Diagram Tegangan Beton Prategang	40
Gambar 2.16	Perbandingan Penulangan Prategang dan Beton Bertulang.....	41
Gambar 2.17	Konsep Beton Pratekan Mencapai Keseimbangan Beban	42
Gambar 2.18	Angkur hidup (a) dan ankur mati (b)	44
Gambar 2.19	Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi	47
Gambar 2.20	Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang	

	(Jepit). b) Efek Pemberian Paska Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya	48
Gambar 2.21	Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom	49
Gambar 2.22	Momen pada Kolom dan Daya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Paska Tarik—Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit)	50
Gambar 2.23	Sendi Sementara dan Bentuk Sendi yang di- <i>Grouting</i> (Jepit).....	51
Gambar 2.24	Kontribusi Tulangan Spiral Terhadap Beton	52
Gambar 2.25	Efek dari Reaksi Horizontal.....	53
Gambar 2.26	Konsol Pendek	54
Gambar 3.1	Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	63
Gambar 3.2	Peta Zona Gempa Indonesia (S_s)	72
Gambar 3.3	Peta Zona Gempa Indonesia (S_1)	72
Gambar 3.4	Daerah Limit kabel	87
Gambar 3.5	Bagan Hubungan Balok Kolom	89
Gambar 3.6	Bagan Pengerjaan Balok Pratekan	89
Gambar 3.7	Metode Pelaksanaan Hubungan Balok-Kolom Sistem Monolit (a) Pekerjaan Kolom Sistem Monolit.....	91
Gambar 4.1	Variasi Balok pada Gedung Denpasar <i>Icon</i>	95
Gambar 4.2	Dimensi dan Letak Pelat yang Direncanakan ...	101
Gambar 4.3	Kolom yang Ditinjau sebagai Desain Awal.....	105
Gambar 4.4	Denah Tangga	110
Gambar 4.5	Potongan Tangga	111
Gambar 4.6	Permodelan Struktur Tangga	113
Gambar 4.7	Gaya Dalam pada Tangga.....	116
Gambar 4.8	Pelat yang Direncanakan.....	127
Gambar 4.9	Permodelan pada ETABS	147
Gambar 4.10	Peta untuk Menentukan Nilai S_s	151
Gambar 4.11	Peta untuk Menentukan Nilai S_1	152
Gambar 4.12	Grafik Respon Spektrum Desain	154

Gambar 4.13	Simpangan Gedung Arah X.....	162
Gambar 4.14	Simpangan Gedung Arah Y.....	162
Gambar 4.15	Potongan Penampang Tengah Bentang Balok Pratekan	170
Gambar 4.16	Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Transfer (a) - FoA , (b) $Fo \times eWb$, (c) $MlapanganWb$, (d) $-FoA - Fo \times eWb + MlapanganWb$	176
Gambar 4.17	Diagram Tegangan Tumpuan Saat Transfer (a) - FoA , (b) $Fo \times eWb$, (c) $MtumpuanWb$, (d) $-FoA - Fo \times eWb + MtumpuanWb$	177
Gambar 4.18	Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Layan (a) - FoA , (b) $Fo \times eWb$, (c) $MlapanganWb$, (d) $-FoA - Fo \times eWb + MlapanganWb$	178
Gambar 4.19	Diagram Tegangan Tumpuan Saat Layan (a) - FoA , (b) $Fo \times eWb$, (c) $MtumpuanWb$, (d) $-FoA - Fo \times eWb + MtumpuanWb$	179
Gambar 4.20	Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Layan Setelah Kehilangan Prategang (a) - FoA , (b) $Fo \times eWb$, (c) $MlapanganWb$, (d) $-FoA - Fo \times eWb + MlapanganWb$	186
Gambar 4.21	Diagram Tegangan Tumpuan Saat Layan Setelah Kehilangan Prategang (a) - FoA , (b) $Fo \times eWb$, (c) $MtumpuanWb$, (d) $-FoA - Fo \times eWb + MtumpuanWb$	187
Gambar 4.22	Diagram Tegangan Tumpuan Beton Pratekan Menerima Momen Negatif Akibat Kombinasi 1D+1L+ 1 Rsp _x (a) - FoA , (b) $Fo \times eWb$, (c) $MtumpuanWb$, (d) $-FoA - Fo \times eWb + MtumpuanWb$	189
Gambar 4.23	Diagram Tegangan Tumpuan Beton Pratekan Menerima Momen Positif Akibat Kombinasi 1D+1L+ 1 Rsp _x (a) - FoA , (b) $Fo \times eWb$, (c) $MtumpuanWb$, (d) $-FoA - Fo \times eWb + MtumpuanWb$	190

Gambar 4.24	Diagram Tegangan Tumpuan Beton Pratekan Menerima Momen Negatif Akibat Kombinasi 1D + 0,5L + 1 Rsp (a) - F_oA , (b) $F_o \times eW_b$, (c) $M_{tumpuanW_b}$, (d) $-F_oA - F_o \times eW_b + M_{tumpuanW_b}$	192
Gambar 4.25	Diagram Tegangan Tumpuan Beton Pratekan Menerima Momen Positif Akibat Kombinasi 1D + 0,5L + 1 Rsp (a) - F_oA , (b) $F_o \times eW_b$, (c) $M_{tumpuanW_b}$, (d) $-F_oA - F_o \times eW_b + M_{tumpuanW_b}$	193
Gambar 4.26	Grafik V_e	204
Gambar 4.27	Sendi Sementara dan Bentuk Sendi yang di- <i>grouting</i> (Jepit)	215
	untuk kolom dengan penampang 550 x 750 mm direncanakan:	215
Gambar 4.28	Denah Balok 8 Meter	221
Gambar 4.29	Penampang Balok T	238
Gambar 4.30	Luasan (A_{cp}) dan Keliling (P_{cp})	241
Gambar 4.31	Luasan (A_{oh}) dan Keliling (P_{oh})	241
Gambar 4.32	Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standart...	250
Gambar 4.33	Diagram Interaksi P-M spColumn Lantai Atas dan Bawah	255
Gambar 4.34	Gambar Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK	256
Gambar 4.35	Lebar Efektif Pelat yang Disertakan Balok.....	257
Gambar 4.36	Penampang Tumpuan Balok B1 (35/50).....	257
Gambar 4.37	Penampang Tumpuan B1 (35/50) dan Pelat yang Disertakan untuk Perhitungan Luasan Tulangan Tarik.....	258
Gambar 4.38	Penampang Tumpuan Balok B2 (35/50).....	259
	260	
Gambar 4.39	Penampang Tumpuan B2 (35/50) dan Pelat yang Disertakan untuk Perhitungan Luasan Tulangan Tarik.....	260
Gambar 4.40	Output Diagram Interaksi P-M Kolom Atas dan Bawah	261

Gambar 4.41	Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah $f_s = 1,25 f_y$	265
Gambar 4.42	Luas Joint Efektif.....	270
Gambar 4.43	Luas Joint Efektif.....	274
Gambar 4.45	Diagram Interaksi P-M pada <i>Shearwall</i>	280
Gambar 4.46	Konfigurasi Rencana Tiang Pancang <i>Shearwall</i>	285
Gambar 4.47	Diagram Gaya Lateral Tiang	289
Gambar 4.48	Diagram Interaksi P-M pada Tiang Pancang	291
Gambar 4.49	Analisa Pile cap Sebagai Balok Kantilever	294
Gambar 4.50	Sloof yang ditinjau.....	297
Gambar 4.51	Diagram Interaksi P-M pada Sloof	298

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur	10
Tabel 2.2	Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur	12
Tabel 2.3	Perbandingan Luasan Tulangan Torsi pada Penampang Kolom.....	13
Tabel 2.4	Perbandingan Tegangan Geser pada Penampang Kolom	14
Tabel 2.5	Karakteristik Tata Letak Core Wall	16
Tabel 2.6	Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk beban Gempa.....	20
Tabel 2.7	Faktor Keutamaan Gempa	21
Tabel 2.8	Koefisien situs, F_a	22
Tabel 2.9	Koefisien situs, F_v	22
Tabel 2.10	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda Pendek, S_{DS}	23
Tabel 2.11	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda 1 detik, S_{D1}	24
Tabel 2.12	Prosedur analisis	25
Tabel 2.13	Subpasal dari Pasal 21 yang Harus Dipenuhi dalam Aplikasi Tipikal	28
Tabel 2.14	Tipe Osilasi.....	31
Tabel 2.15	Base Coefficient α	55
Tabel 2.16	Shaft Coefficient β	56
Tabel 3.1	Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior	65
Tabel 3.2	Koefisien Friksi (μ) dan <i>Woble Efect</i> (K)	78
Tabel 3.3	Koefisien Susut Beton Pasca Tarik.....	80
Tabel 3.4	Nilai K_{re} dan J	81
Tabel 3.5	Nilai C	81
Tabel 4.1	Rekapitulasi Dimensi Balok Induk	95
Tabel 4.2	Rekapitulasi Dimensi Balok Anak.....	96
Tabel 4.3	Rekapitulasi Dimensi Balok Kantilever.....	97
Tabel 4.4	Beban yang Diterima Kolom Atap – Lt. 21	106
Tabel 4.5	Beban yang Diterima Kolom Lantai 20 - 16.....	108
Tabel 4.6	Rekapitulasi Penulangan Tangga Tipe 2.....	121

Tabel 4.7	Rekapitulasi Penulangan Tangga Tipe 3.....	122
Tabel 4.8	Rekapitulasi Penulangan pada Pelat Atap.....	130
Tabel 4.9	Rekapitulasi Penulangan pada Pelat Lantai	131
Tabel 4.10	Rekapitulasi Penulangan pada Pelat Lantai Mall	131
Tabel 4.11	Rekapitulasi Penulangan pada Pelat <i>Ballroom</i> .	132
Tabel 4.12	Rekapitulasi Penulangan pada Pelat <i>Basement</i> .	132
Tabel 4.13	Rekapitulasi Penulangan Balok Anak.....	140
Tabel 4.14	Rekapitulasi Pembebanan	149
Tabel 4.15	Perhitungan Program Bantu ETABS	150
Tabel 4.16	(a),(b),(c) Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra.....	153
Tabel 4.17	Koefisien untuk Batas Atas Periode yang Dihitung	155
Tabel 4.18	Modal Periode dan Frekuensi	156
Tabel 4.19	Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS.....	157
Tabel 4.20	Gaya Geser Dasar Hasil ETABS	158
Tabel 4.21	Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah <i>Scale Factor</i>	159
Tabel 4.22	Kontrol Sistem Ganda.....	160
Tabel 4.23	Jumlah Respon Ragam.....	160
Tabel 4.24	Batas Simpangan Gedung.....	161
Tabel 4.25	Kontrol Simpangan Arah X	162
Tabel 4.26	Kontrol Simpangan Arah Y	163
Tabel 4.27	Momen Probable	201
Tabel 4.28	Momen Ultimate	210
Tabel 4.29	Rekapitulasi Dimensi Balok	218
Tabel 4.30	Rekapitulasi Kontrol Syarat untuk Komponen Struktur	222
Tabel 4.31	Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik	225
Tabel 4.32	Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Kekuatan Balok	228
Tabel 4.33	Rekapitulasi Kontrol Kekuatan dalam Menahan Momen Positif dan Negatif.....	231
Tabel 4.34	Rekapitulasi Kontrol Batas Penulangan.....	232

Tabel 4.35	Rekapitulasi Perhitungan Penulangan Balok	236
Tabel 4.36	Rekapitulasi Penulangan Longitudinal Penahan Torsi	244
Tabel 4.37	Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Transversal Penahan Geser dan Torsi	249
Tabel 4.38	Momen dan Gaya Aksial Kolom Lantai 11	251
Tabel 4.39	Rekapitulasi Kontrol Dimensi Kolom	252
Tabel 4.40	Rekapitulasi Penulangan Lentur	253
Tabel 4.41	Rekapitulasi Perhitungan Spasi Tulangan	254
Tabel 4.42	Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik	257
Tabel 4.43	Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik	259
Tabel 4.44	Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Syarat “ <i>Strong Column Weak Beam</i> ”	262
Tabel 4.45	Rekapitulasi Spasi Maksimum Hoop	262
Tabel 4.46	Rekapitulasi Spasi Tulangan <i>Confinement</i>	264
Tabel 4.47	Rekapitulasi Kontrol Nilai V_e terhadap Nilai V_u	266
Tabel 4.48	Rekapitulasi Perhitungan Gaya Geser yang Ditimbulkan Gempa.....	267
Tabel 4.49	Rekapitulasi Kontrol Syarat Kontribusi Beton .	267
Tabel 4.50	Rekapitulasi Kontrol Tulangan Transversal Penahan Geser.....	268
Tabel 4.51	Rekapitulasi Perhitungan Sambungan Lewatan	269
Tabel 4.52	Rekapitulasi Perhitungan Syarat Panjang Joint	270
Tabel 4.53	Rekapitulasi Perhitungan Luas Efektif Joint (A _j)	271
Tabel 4.54	Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Transversal untuk Confinement	272
Tabel 4.55	Rekapitulasi Perhitungan Cek Kuat Geser Joint	273
Tabel 4.56	Rekapitulasi Perhitungan Cek Kuat Geser Joint	275
Tabel 4.57	Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding Geser	276
Tabel 4.58	Rekapitulasi Kebutuhan Tiang Pancang	284
Tabel 4.59	Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum.....	287

Tabel 4.60	Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Terhadap Gaya Momen	288
Tabel 4.61	Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral	290

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Seiring dengan pertambahan jumlah penduduk, secara langsung akan mendorong kebutuhan masyarakat terhadap fasilitas umum. Oleh karena itu, lahan yang cukup luas pun dibutuhkan untuk memenuhi kebutuhan tersebut. Akan tetapi, pada kenyataannya saat ini lahan bebas sudah sangat terbatas, karena semakin pesatnya pembangunan dimana-mana. Pembangunan vertikal pun dipilih sebagai solusi. Namun pada saat ini pembangunan vertikal baru terfokus pada pemukiman, sedangkan fasilitas umum belum banyak terfokus pada pembangunan vertikal.



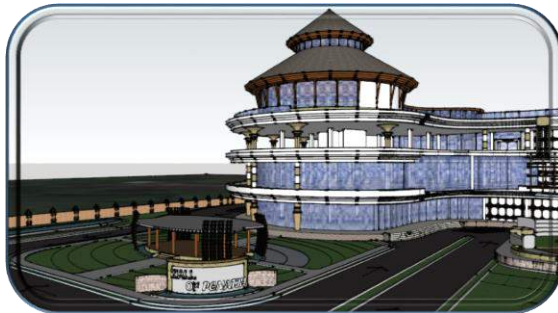
Gambar 1.1 Desain Denpasar Icon
(Ariwibawa, 2015)

Denpasar *Icon* terdiri dari 28 lantai dengan ketinggian total 113,5 meter yang terletak di Denpasar, Bali (**Gambar 1.1**). Bangunan dengan jumlah lantai lebih dari 8 lantai dapat digolongkan sebagai bangunan tinggi (UU No.28 tahun 2002, Pasal 5, Ayat 7) dan bangunan dengan jumlah lantai lebih dari 10 lantai dari tinggi struktur gedung, diukur dari taraf penjepitan lateral lebih dari 10 tingkat atau 40 m, merupakan struktur tidak beraturan (SNI 1726-

2002 Pasal 4.2.1). Oleh karena bangunan termasuk *high rise building* dan merupakan struktur tidak beraturan, maka harus sangat diperhitungkan dari segi kekuatan. *High Rise Building* biasanya sangat rentan terhadap gempa. Untuk struktur gedung tidak beraturan, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik (SNI 1726-2002 Pasal 4.2.2).



Gambar 1.2 Tampak Hotel
(Ariwibawa, 2015)



Gambar 1.3 Tampak Mall
(Ariwibawa, 2015)



Gambar 1.4 Tampak Rumah Sakit
(Ariwibawa, 2015)

Denpasar Icon merupakan *mix use function building*. *Mix use function building* merupakan rancangan gedung dengan sistem bangunan multifungsi. Bangunan ini dibuat untuk memenuhi kebutuhan masyarakat akan fasilitas umum yang di satukan dalam satu gedung yang terdiri dari hotel (**Gambar 1.2**), mall (**Gambar 1.3**) dan rumah sakit (**Gambar 1.4**) sekaligus. Sehingga meskipun fasilitas umum terus dapat berkembang, ruang hijau tidak banyak berkurang.

Karena gedung ini merupakan gedung yang difokuskan untuk menunjang fasilitas umum, tentunya fungsi dari gedung untuk memenuhi kebutuhan masyarakat terus dikembangkan. Pada saat ini sebagian besar masyarakat di kota-kota besar, salah satunya di kota Denpasar sering menggunakan *ballroom* sebagai tempat penyelenggaraan acara besar, seperti *Wedding party*, *Birthday party*, dan acara besar lainnya, masyarakat memilih menggunakan *ballroom* karena kapasitasnya yang besar. Pada gedung ini akan dilakukan perubahan fungsi ruang pada gedung rumah sakit, dimana ruangan yang sebelumnya memiliki fungsi sebagai ruang inap pasien rumah sakit beralih menjadi *ballroom*.

Pada gedung ini penempatan *ballroom* pada lantai atas gedung, sehingga sangat perlu dipertimbangkan karena *ballroom*

memiliki luasan yang besar, hal ini tentu saja diperlukan adanya kolom ditengah sebagai pendukung berdirinya suatu struktur. Akan tetapi kolom tersebut akan mengurangi fungsi dan estetika ruangan, karena banyaknya kolom yang berdiri yang masing-masing akan terhubung dengan balok. Sehingga penempatan *ballroom* ini sangat perlu diperhitungkan, apalagi gedung tersebut termasuk kedalam kelompok bangunan tinggi (*High Rise Building*). Oleh karena itu dalam pembangunannya harus memperhatikan aspek-aspek tertentu, salah satunya yaitu pemilihan material. Pemilihan material yang tepat sangat mempengaruhi stabilitas dan kekuatan struktur, terutama terhadap pengaruh gempa.

Agar struktur tahan terhadap gempa maka diperlukan suatu material yang sesuai. Material yang sesuai yaitu yang bersifat daktail, karena lebih ekonomis dibandingkan menggunakan material yang bersifat elastis. Material yang paling baik dalam menahan gempa yaitu baja karena memiliki tingkat daktilitas yang tinggi, akan tetapi kurang ekonomis dalam segi biaya. Salah satu solusi lainnya yaitu dapat menggunakan beton bertulang, akan tetapi penggunaan beton bertulang kurang cocok pada pembangunan ruang yang cukup luas seperti *ballroom*, karena akan menimbulkan defleksi yang cukup besar pada bentang yang panjang.

Oleh karena itu, bangunan ini dibangun dengan sistem pratekan, dimana pratekan digunakan agar bangunan dengan ruangan yang cukup besar tidak harus menggunakan kolom yang banyak. Sistem pratekan akan membuat fungsi gedung semakin efektif, terlebih gedung ini memiliki beberapa fungsi sekaligus, sehingga gedung akan memiliki fungsi ruang yang semakin besar. Keuntungan beton prategang dibandingkan beton bertulang yaitu (Guna,2012):

1. Penggunaan prategang efisien karena dimensi penampang struktur akan lebih kecil atau langsing, sebab seluruh luas penampang dipergunakan secara efektif,

2. Karena terbentuknya lawan lendut akibat gaya prategang sebelum beban rencana bekerja, maka lendutan akhir setelah beban rencana bekerja, akan lebih kecil dari pada beton bertulang biasa, sehingga cocok untuk bentang yang panjang,
3. Kelebihan geser dan puntirnya bertambah dengan adanya penegangan
4. Pada penampang yang diberi penegangan, tegangan tarik dapat dieleminasi karena besarnya gaya tekan disesuaikan dengan beban yang akan diterima.

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah dari modifikasi perencanaan gedung Denpasar Icon ini adalah

1. Bagaimana menentukan Preliminary design, struktur primer dan sekunder pada struktur gedung Denpasar Icon?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan pada struktur gedung Denpasar Icon?
3. Bagaimana model dan analisa struktur gedung Denpasar Icon dengan menggunakan program bantu **ETABS**?
4. Bagaimana merencanakan balok beton pratekan yang memenuhi kriteria perancangan struktur?
5. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan?
6. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung ke dalam gambar teknik sesuai standar?

1.3 Tujuan

Tujuan dari modifikasi perencanaan struktur gedung Denpasar Icon ini adalah

1. Menentukan Preliminary Design, struktur primer dan sekunder pada struktur gedung Denpasar Icon
2. Menghitung pembebanan pada struktur gedung Denpasar Icon
3. Memodelkan dan menganalisa struktur gedung Denpasar Icon dengan menggunakan program bantu ETABS

4. Merencanakan dimensi beton pratekan yang memenuhi kriteria perancangan struktur
5. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan
6. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung Denpasar Icon ke dalam gambar teknik

1.4 Batasan Masalah

1. Perencanaan tidak menghitung manajemen kontruksi dan analisis biaya
2. Meninjau metode pelaksanaan yang hanya berkaitan dengan perhitungan struktur.
3. Analisa struktur dengan menggunakan program bantuan ETABS
4. Desain dimensioning penulangan terbatas pada struktur tertentu
5. Tidak menghitung *retaining wall* pada *basement*

1.5 Manfaat

Manfaat dari Tugas Akhir ini adalah

1. Untuk mengurangi penggunaan kolom pada gedung *Denpasar Icon*, sehingga lebih efisien dan ekonomis.
2. Mengetahui hal-hal yang harus diperhatikan saat perencanaan sehingga kegagalan struktur dapat dihindari

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas beberapa jurnal ilmiah dan dasar teori yang berkaitan dengan perencanaan bangunan “*Denpasar Icon*”. Dalam perencanaannya perlu tinjauan khusus terhadap perencanaan struktur gedung menggunakan beton pratekan.

2.2 Bangunan Gedung

2.2.1 Pengertian

Bangunan gedung adalah bentuk fisik dari hasil pekerjaan konstruksi yang menyatu dengan tempatnya (kedudukannya), sebagian atau seluruhnya berada di atas dan/atau di dalam tanah dan/atau air, yang berfungsi sebagai tempat manusia melakukan kegiatannya, baik untuk hunian atau tempat tinggal, kegiatan keagamaan, kegiatan usaha, kegiatan sosial, budaya, maupun kegiatan khusus. Bangunan gedung merupakan struktur yang dibuat manusia yang terdiri atas dinding dan atap yang dibangun secara permanen di suatu tempat. Struktur gedung memiliki beragam bentuk, ukuran, dan fungsi. Bangunan pada saat ini telah mengalami penyesuaian yang disebabkan oleh faktor-faktor tertentu, seperti bahan bangunan, kondisi cuaca, harga, kondisi tanah, dan alasan estetika.

Struktur pada bangunan gedung terdiri dari struktur atas dan struktur bawah, yaitu :

1. Struktur atas adalah struktur yang berada diatas tanah, contohnya lantai, atap dan dinding
2. Struktur bawah adalah struktur yang berada di bawah muka tanah, contohnya struktur basemen atau struktur pondasi.

2.2.2 Persyaratan Dasar Bangunan Gedung

Struktur bangunan gedung harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan

kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energy yang cukup untuk menahan gerak tanah desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan yang disyaratkan. Gerak tanah desain harus diasumsikan terjadi di sepanjang setiap arah horizontal struktur bangunan gedung. Gaya gempa desain, dan distribusinya di sepanjang ketinggian struktur bangunan gedung, harus ditetapkan berdasarkan salah satu prosedur yang sesuai yang ditunjukkan dalam Pasal 7.6 SNI 1726-2012 dan gaya dalam serta deformasi yang terkait pada komponen-elemen struktur tersebut harus ditentukan.

2.3 Struktur Gedung

2.3.1 Klasifikasi Bangunan Gedung

Bangunan gedung diklasifikasikan berdasarkan tingkat kompleksitas dan ketinggian :

1. Klasifikasi berdasarkan ketinggian meliputi: bangunan gedung bertingkat tinggi, bangunan gedung bertingkat sedang, dan bangunan gedung bertingkat rendah.
2. Klasifikasi berdasarkan konfigurasi horizontal dan vertikal: bangunan beraturan dan tidak beraturan.

2.3.1.1 Klasifikasi berdasarkan ketinggian menurut Peraturan Menteri Tahun 2007:

1. Bangunan gedung bertingkat tinggi dengan jumlah lantai lebih dari 8 (delapan) lantai;
2. Bangunan gedung bertingkat sedang dengan jumlah lantai 5 (lima) lantai sampai dengan 8 (delapan) lantai; dan
3. Bangunan gedung bertingkat rendah dengan jumlah lantai 1 (satu) lantai sampai dengan 4 (empat) lantai.

Bangunan tinggi dibangun sebagai optimalisasi fungsi gedung. Biasanya bangunan disebut bangunan tinggi jika mempunyai ketinggian antara 71 kaki dan 491 kaki (23 m hingga 150 m), (Massachusetts General Law). Tinggi rata-rata perlantai adalah 13

kaki (4 meter). Bangunan tinggi dapat di sebutkan pada struktur dengan jumlah lantai mulai dari 6 lantai..

Faktor-faktor yang harus diperhatikan dalam pembangunan gedung tinggi (Smith and Coull, 1991):

1. Beban pada gedung
2. Kekuatan dan stabilitas
3. Kekakuan dan batas drift
4. Serviceability (Kenyamanan)
5. Rangkak, susut dan temperatur
6. Pencegahan dan perlindungan dari kebakaran
7. Pondasi dan jenis tanah

2.3.1.2 Klasifikasi berdasarkan konfigurasi horizontal dan vertikal

Pembagian ketidakberaturan gedung diatur dalam SNI 03-1726- 2002. Adapun penggolongannya adalah :

1. Struktur gedung beraturan : Struktur gedung beraturan harus memenuhi ketentuan SNI 03-1726-2002 Pasal 4.2.1. Pengaruh gempa rencana struktur gedung dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa static equivalen sehingga dapat menggunakan analisa static equivalen.
2. Struktur gedung tidak beraturan : Struktur gedung yang tidak memenuhi syarat struktur gedung beraturan (atau tidak sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 4.2.1) menggunakan pembebanan dinamik, sehingga menggunakan analisa respon dinamik. Analisis respon dinamik menggunakan 2 metode, yaitu analisis respon spektrum dan analisis respon dinamik riwayat gempa (*time history*).

Ketidakberaturan tersebut dibagi menjadi 2 sesuai dengan arahnya, yaitu :

a. Ketidakberaturan horizontal

Struktur bangunan gedung yang memiliki satu atau lebih tipe ketidakberaturan seperti yang terdaftar dalam **Tabel 2.1** harus dianggap sebagai struktur yang

mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal. Struktur-struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik sebagaimana yang terdaftar dalam **Tabel 2.1** harus memenuhi persyaratan dalam pasal-pasal SNI 1726-2012 yang terdapat pada tabel berikut ini.

Tabel 2.1 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	B, C, D,E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

(SNI 1726-2012, Tabel 10)

b. Ketidakberaturan Vertikal

Struktur bangunan gedung yang memiliki satu atau lebih tipe ketidakberaturan seperti yang terdaftar dalam Tabel 2.2 harus dianggap mempunyai ketidakberaturan

vertikal. Struktur-struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik sesuai yang terdaftar dalam Tabel 2.2 harus memenuhi persyaratan dalam pasal-pasal SNI 1726-2012 sesuai pada tabel berikut .

Pengecualian :

1. Ketidakberaturan struktur vertikal Tipe 1a, 1b, atau 2 dalam Tabel 2.2 tidak berlaku jika tidak ada rasio simpangan antar lantai akibat gaya gempa lateral desain yang nilainya lebih besar dari 130 % rasio simpangan antar lantai tingkat di atasnya. Pengaruh torsi tidak perlu ditinjau pada perhitungan simpangan antar lantai. Hubungan rasio simpangan antar lantai tingkat untuk dua tingkat teratas struktur bangunan tidak perlu dievaluasi;
2. Ketidakberaturan struktur vertikal Tipe 1a, 1b dan 2 dalam Tabel 2.2 tidak perlu ditinjau pada bangunan satu tingkat dalam semua kategori desain seismic atau bangunan dua tingkat yang dirancang untuk kategori desain seismic B, C, atau D.

Tabel 2.2 Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel13	D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel13	E dan F D, E, dan F
2.	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel13	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horisontal sistem penahan gaya gempa di semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horisontal sistem penahan gaya gempa tingkat di dekatnya.	Tabel13	D, E, dan F
4.	Diskontinuitas Arah Bidang dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel13	E dan F D, E, dan F
5b.	Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat yang Berlebihan didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel13	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

(SNI 1726-2012, Tabel 11)

2.4 Perencanaan Struktur

2.4.1 Torsi pada Bangunan Non-Simetris

Analisa komponen struktur perlu dilakukan pada perencanaan struktur bangunan yang mengalami beban torsi untuk menghindari kegagalan pada struktur. Penampang kolom yang mempunyai bermacam-macam bentuk diantaranya bujur sangkar, bulat dan persegi panjang mempengaruhi tegangan yang terjadi akibat torsi, kombinasi dengan momen lentur, gaya geser dan gaya normal sehingga berbeda antara bentuk yang satu dengan yang lainnya. (Sitepu, et al, 2013)

Berikut ini merupakan luasan tulangan (Tabel 2.3) dan perbandingan tegangan geser pada penampang kolom (Tabel 2.4) untuk konstruksi bangunan lima lantai yang tidak simetris. (Sitepu, et al, 2013).

Tabel 2.3 Perbandingan Luasan Tulangan Torsi pada Penampang Kolom

	Kolom Bujur Sangkar	Kolom Bulat	Kolom Persegi Panjang
Luasan tulangan akibat momen (mm^2)	18247.6	20854.4	10427.2
Luasan tulangan longitudinal akibat torsi (mm^2)	10855.68	1006.44	1161.373
Jumlah luasan tulangan momen dan tulangan torsi longitudinal (mm^2)	19333.168	21860.84	11588.573
Spasi tulangan puntir (mm)	250	200	250
Presentase luasan tulangan longitudinal pada kolom bujur sangkar dan kolom bulat (%)	7.862		
Presentase luasan tulangan longitudinal pada kolom bujur sangkar dan kolom persegi panjang (%)	6.983		
Presentase luasan tulangan longitudinal pada kolom bulat dan kolom persegi panjang (%)	15.394		

(Sitepu, 2013)

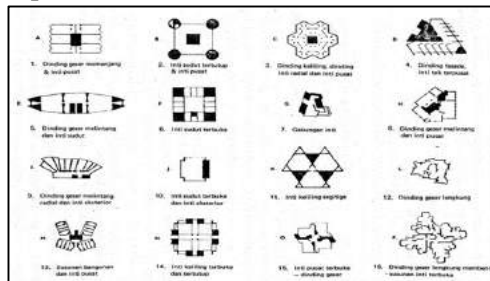
Tabel 2.4 Perbandingan Tegangan Geser pada Penampang Kolom

	Kolom Bujur Sangkar	Kolom Bulat	Kolom Persegi Panjang
Dimensi	(70 x 70) cm	D = 79.01 cm	(49.5 x 99) cm
Inersia Total	3385410 cm ⁴	3823912.244 cm ⁴	2749706.079 cm ⁴
Tegangan Geser akibat Torsi	9.582 N/cm ²	0.441 N/cm ²	11.44 N/cm ²
Tegangan Geser akibat Gaya Lintang	15.584 N/cm ²	13.852 N/cm ²	15.584 N/cm ²
Tegangan geser akibat torsi + akibat gaya lintang	25.166 N/cm ²	14.293 N/cm ²	27.024 N/cm ²

(Sitepu, 2013)

2.4.2 Core (Inti Bangunan)

Core merupakan bagian utama dari suatu struktur agar mencapai keseimbangan lateral, sehingga mempermudah perencanaan desain arsitektur. Dalam perencanaan High-Rise Building, core merupakan bagian terpenting agar gedung memiliki ruang terbuka lebih besar. Pada High-Rise Building desain dari core lebih kompleks dan desainnya akan berdampak pada pengembangan dan operasional dari gedung. Semakin luas core maka semakin banyak sirkulasi elemen vertikal yang bisa dibuat seperti elevator, lift, fire-stairs, toilets, and lobbies (Sev, et al, 2009). Fleksibilitas dan efektivitas core ditentukan oleh beberapa kateistik yaitu bentuk dan tata letak serta beban core wall, dengan sistem seperti pada **Gambar 2.1**.

**Gambar 2.1** Sistem Bangunan Inti (Hardi, 2009)

2.4.2.1 Bentuk dan Tata Letak

Struktur core wall yang banyak dijumpai pada aplikasi bangunan tinggi saat ini bermacam-macam. Antara lain adalah bentuk □, Δ, O, atau core wall dua cell dengan pengaku di tengahnya. Masing-masing core wall ini mempunyai karakteristik yang berbeda-beda dari segi fleksibilitas dan efektivitas pada struktur bangunan dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Untuk bentuk dan ukuran inti bangunan tidak ada batasannya tetapi inti bangunan mempunyai beberapa ciri khas yaitu : (Schueller, 1989)

1. Bentuk inti :
 - a. Inti terbuka (N)
 - b. Inti tertutup (B)
 - c. Inti tunggal dengan kombinasi inti linear (A)
2. Jumlah inti :
 - a. Inti tunggal
 - b. Inti jamak
3. Letak inti :
 - a. Inti di dalam (C)
 - b. Inti di sekeliling (J)
 - c. Inti di luar (M)
4. Susunan inti :
 - a. Inti simetris (F)
 - b. Inti asimetris (J)
5. Geometri bangunan sebagai penentu bentuk bangunan :
 - a. Langsung (K)
 - b. Tidak langsung (P)

Core wall dapat dibuat berupa struktur konstruksi baja, konstruksi beton bertulang ataupun komposit. Konstruksi bahan tersebut mengakibatkan struktur core wall bersifat massif, akan tetapi kelemahan struktur core wall juga tidak dapat dihindari dalam pelaksanaan konstruksi bangunan, seperti pelubangan struktur *core wall* untuk ruang pintu, ventilasi, dll.

Tabel 2.5 Karakteristik Tata Letak Core Wall

<div style="display: inline-block; transform: rotate(-45deg);">Letak Inti</div> <div style="display: inline-block; vertical-align: top;">Pengaruh pada</div>						
	Di ujung	Di Luar	Di Tengah	Inti Ganda	Di Sudut	Acak
Fleksibilitas Ruang	Baik	Sangat baik	Cukup	Kurang	Baik	Kurang sekali
Ruang di sisi Keliling Bangunan	Kurang	Cukup	Sangat baik	Sangat baik	Kurang sekali	Baik
Pemanfaatan Lantai Dasar	Cukup	Sangat baik	Cukup	Kurang	Baik	Kurang sekali
Jarak dari Inti Kejelasan Pola Sirkulasi	Kurang Cukup	Kurang sekali Kurang	Baik Baik	Sangat baik Sangat baik	Cukup Cukup	Cukup Cukup
Pencahayaann Alami	Baik	Sangat baik	Kurang sekali	Kurang sekali	Sangat baik	Kurang
Hubungan dengan Utilitas di Atap	Cukup	Kurang sekali	Sangat baik	Baik	Kurang	Cukup
Hubungan dengan Utilitas di Lt. Dasar	Cukup	Kurang	Baik	Sangat baik	Kurang sekali	Cukup
Kekakuan Struktur (Gaya Lateral)	Kurang	Kurang sekali	Sangat baik	Sangat baik	Baik	Cukup

(Hardi, 2009)

2.4.2.2 Beban Core Wall

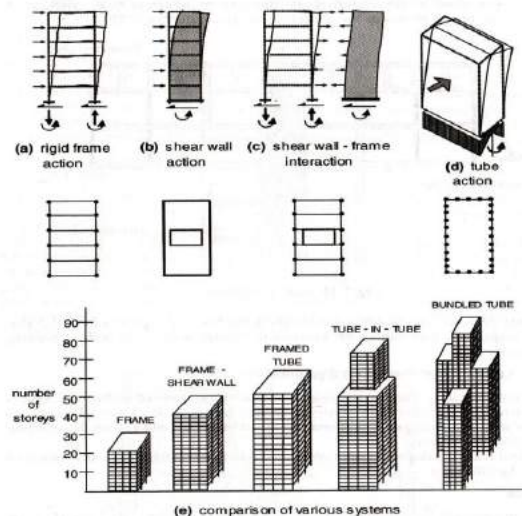
Sebagai sistem struktur, fungsi bagian vertikal dan horizontal dari struktur core wall tersebut secara statis saling tergantung satu sama lainnya dalam mendukung beban. Struktur core wall pada dasarnya adalah sistem struktur yang dibuat agar mampu menahan gaya-gaya lateral yang timbul akibat gaya angin atau gempa yang merupakan beban dinamis.

Karena hembusan angin selalu berubah-ubah, maka analisis beban angin pada struktur core wall dibagi dalam dua arah, yaitu gaya angin pada arah x dan pada y, yang diperhitungkan sebagai gaya geser yang didistribusikan menyebar dan seragam. Dengan demikian sistem struktur core wall harus kaku di semua bagian strukturnya, demikian juga pada bagian pondasi bawahnya. Sistem struktur core wall ini didesain untuk dapat menahan gaya torsi yang timbul akibat tekanan angin yang eksentrisitas dan seragam pada pusat geser struktur core wall. Dalam proses rekayasa engineering,

meskipun torsi dipertimbangkan dengan cukup kompleks, gaya tersebut dianggap sebagai beban terbagi rata yang bekerja searah tinggi struktur core wall.

2.4.3 Shear Wall

Dinding geser merupakan dinding padat yang biasanya terletak di inti bangunan atau lubang lift dan tangga. Dinding geser juga sering diletakkan sepanjang arah transversal dari bangunan, baik sebagai dinding eksterior ataupun interior. Dinding ini sangat kaku, menahan beban dengan melentur seperti pada **Gambar 2.2**. Perpaduan antara portal dan dinding geser sangat memberikan keuntungan, dimana dinding mengendalikan deformasi dari portal pada lantai – lantai bawah, sedangkan portal mengendalikan deformasi dari dinding pada lantai atas. Sistem ini biasanya dipakai pada gedung dengan ketinggian lebih dari 40 meter (Febriyanto,2010).



Gambar 2.2 Lateral Load Resisting System
(Febriyanto,2010)

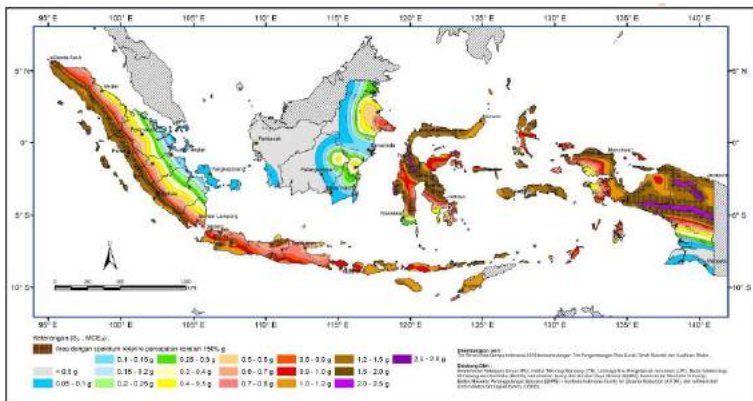
2.5 Pengaruh Gempa pada Bangunan

2.5.1 Beban dan Analisis Gempa

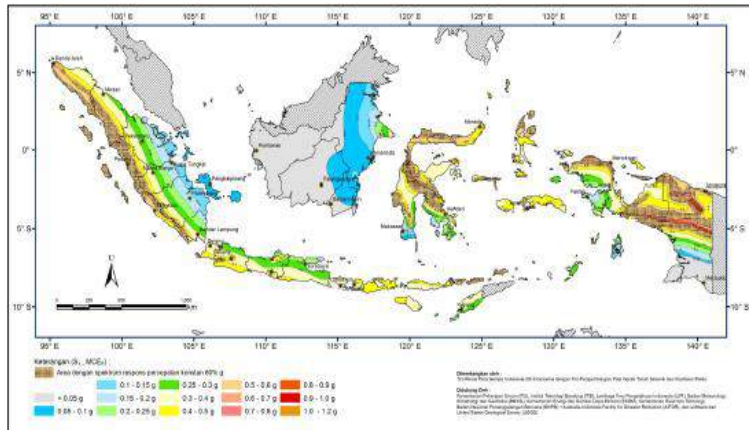
Gempa adalah getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi akibat pelepasan energi dari dalam secara tiba-tiba yang menciptakan gelombang seismik. Pembagian sistem struktur menurut wilayah gempa dibagi menjadi sebagai berikut: (Purwono,2003)

1. Wilayah gempa 1 dan 2 (resiko gempa rendah), desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa dan dinding struktur dengan beton biasa.
2. Wilayah gempa 3 dan 4 (resiko gempa sedang), dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah dan Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus
3. Wilayah gempa 5 dan 6 (resiko gempa tinggi), dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Sistem Dinding Struktur Khusus dengan beton khusus.

Pembagian wilayah gempa di Indonesia dapat dilihat pada **Gambar 2.3** dan **Gambar 2.4**.



Gambar 2.3 Peta Zona Gempa Indonesia (Ss)
(SNI 1726-2012, Gambar 9-Ss)



Gambar 2.4 Peta Zona Gempa Indonesia (S₁)
(SNI 1726-2012, Gambar 10-S₁)

Perhitungan gempa yang digunakan berdasarkan SNI 1726-2012 :

a. Gempa Rencana

Gempa rencana dalam perancangan struktur gedung ini ditetapkan sebagai gempa yang kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 %.

b. Faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Sesuai Tabel 1 SNI 1726-2012, untuk berbagai resiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2 SNI 1726-2012.

Tabel 2.6 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika</p>	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV. 	IV

(SNI 1726-2012, Tabel 1)

Tabel 2.7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

(SNI 1726-2012, Tabel 2)

c. Kombinasi Beban dan pengaruh beban Gempa

Peninjauan dan penghitungan beban pada perancangan gedung ini berdasarkan pada Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung SNI 2847-2013 pasal 9.2.1 dan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726-2012 Pasal 4.2.2 dan Pasal 7.4.

$$1,4 D \quad (2.1)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R) \quad (2.2)$$

$$1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W) \quad (2.3)$$

$$1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R) \quad (2.4)$$

$$1,2D + 1,0E + 1,0L \quad (2.5)$$

$$0,9D + 1,0W \quad (2.6)$$

$$0,9D + 1,0E \quad (2.7)$$

d. Parameter Percepatan Gempa

Setelah mengetahui klasifikasi situs dan parameter percepatan batuan dasar, langkah berikutnya adalah menghitung koefisien atau parameter percepatan gempa berdasarkan kelas situs terdahulu dan nilai dari peta gempa supaya bisa didapatkan respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER).

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait

percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.8)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.9)$$

Dengan nilai F_a dan F_1 ditentukan oleh **Tabel 2.8** dan **Tabel 2.9**

Tabel 2.8 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

(SNI 1726-2012, Tabel 4)

Tabel 2.9 Koefisien situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 1$ detik, S_s				
	$SS \leq 0,25$	$SS = 0,5$	$SS = 0,75$	$SS = 1,0$	$SS \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS				

(SNI 1726-2012, Tabel 5)

Catatan :

1. Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
2. SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik

e. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, SDS dan pada perioda 1 detik, $SD1$ harus ditentukan melalui persamaan berikut :

$$SDS = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.10)$$

$$SD1 = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.11)$$

f. Kategori Desain Seismik (K_{DS})

Dari nilai S_{DS} , $SD1$ dan kategori resiko gedung akan didapatkan dua kategori desain seismik. Nilai yang diambil adalah yang paling besar dari kedua K_{DS} tersebut. Nilai tersebut didapatkan harus dari nilai dalam **Tabel 2.10** dan **Tabel 2.11**:

Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda Pendek, S_{DS}

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.5 \leq S_{DS}$	D	D

(SNI 1726-2012, Tabel 6)

Tabel 2.11 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode 1 detik, S_{DI}

Nilai S_{DI}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0.167$	A	A
$0.067 \leq S_{DI} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{DI} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{DI}$	D	D

(SNI 1726-2012, Tabel 7)

g. Sistem Struktur dan Parameter Struktur

Sistem struktur yang dipilih harus sesuai dengan batasan dan memperhatikan koefisien dalam jenis sistem struktur sesuai dengan SNI 1726-2012 Pasal 7.2.2.

h. Prosedur Perhitungan Gaya Lateral Ekuivalen

1. Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismic, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut: (SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1)

$$V = C_s \cdot W \quad (2.12)$$

dimana :

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

2. Berat Seismik Efektif

Berat seismik efektif struktur, harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya, yaitu :

- Daerah yang digunakan untuk penyimpanan : minimum sebesar 25 % beban hidup lantai (beban lantai di garasi public dan struktur parkir terbuka, serta beban, serta beban penyimpanan yang tidak

melebihi 5 persen dari berat seismic efektif pada suatu lantai tidak perlu disertakan);

- Jika ketentuan untuk partisi diisyaratkan dalam desain beban lantai, diambil yang terbesar di antara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar 0.46 kN/m^2 ;
- Berat operasional total dari peralatan yang permanen;
- Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya.

Prosedur analisis dalam perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa harus sesuai dengan **Tabel 2.12**.

Tabel 2.12 Prosedur analisis

Kategori desain seismik	Kategori Struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen Pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B,C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D,E,F	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5T_s$ dan mempunyai hanya ketidakteraturan horisontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakteraturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 11	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

(SNI 1726-2012, Tabel 13)

3. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan sesuai dengan ketentuan yang ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.13)$$

dimana :

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = faktor modifikasi respons yang ditentukan oleh sistem penahan gempa yang dipilih

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan kategori risiko

Nilai C_s yang dihitung \leq dari :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.14)$$

dan $C_s \geq$ dari :

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01 \quad (2.15)$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_I sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.16)$$

dimana :

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada periode 1,0 detik

T = periode fundamental struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum

4. Penentuan Periode

$$T = T_a \times C_u$$

T_a = periode fundamental pendekatan

Pendekatan yang digunakan untuk struktur dengan dinding geser berdasarkan SNI 1726:2012 adalah:

$$T_a = \frac{0.0062 h_n}{\sqrt{C_w}} \quad (2.17)$$

$$C_w = \frac{100}{A_b} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \left[\frac{A_i}{1 + 0.83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2} \right] \quad (2.18)$$

dimana :

h_n = ketinggian struktur

A_b = Luas Struktur

A_i = Luas dinding geser

D_i = panjang dinding geser

h_i = tinggi dinding geser

x = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

5. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral (F_x), dalam (kN), yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (2.19)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (2.20)$$

dimana :

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilo newton (kN)

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x (kN)

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x , dalam meter(m)

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur berikut ini:

struktur dengan perioda 0,5 atau kurang, $k=1$ struktur dengan perioda 2,5 atau lebih, $k=2$ struktur dengan perioda 0,5 -2,5

$k=2$, atau interpolasi linear antara 1 dan 2.

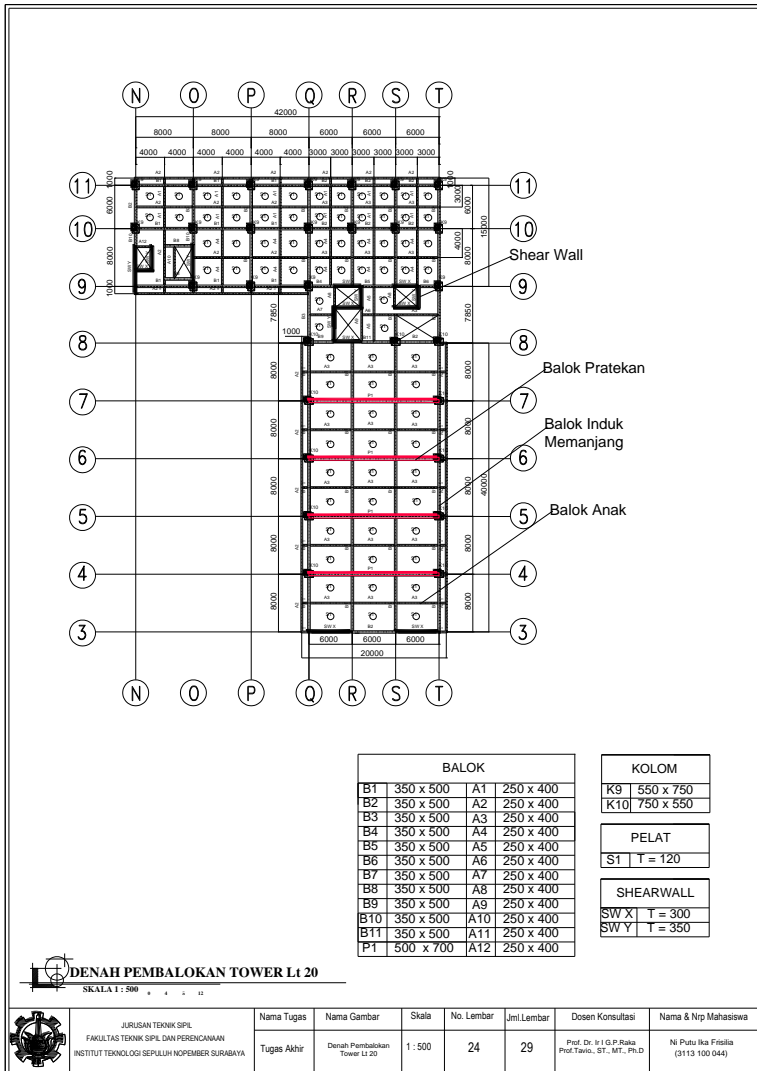
Persyaratan untuk desain dan pelaksanaan konstruksi komponen struktur dimana gaya desain, terkait dengan pergerakan gempa, telah ditentukan dengan dasar disipasi energi dalam rentang respon nonlinier. (SNI 2847:2013 Pasal 21.1.1.1)

Semua struktur harus ditetapkan sebagai kategori desain seismic (KDS) sesuai dengan SNI 1726:2012. (SNI 2847:2013 Pasal 21.1.1.2). Struktur yang ditetapkan sebagai KDS B, C, D E dan F juga harus memenuhi **Tabel 2.13**

Tabel 2.13 Subpasal dari Pasal 21 yang Harus Dipenuhi dalam Aplikasi Tipikal

Komponen yang menahan pengaruh gempa, kecuali jika sebaliknya diberitahu	Kategori Desain Seismik			
	A (Tidak ada)	B (21.1.1.4)	C (21.1.1.5)	D, E, F (21.1.1.6)
Persyaratan analisis dan desain	Tidak ada	21.1.2	21.1.2	21.1.2, 21.1.3
Material		Tidak ada	Tidak ada	21.1.4- 21.1.7
Komponen struktur rangka		21.2	21.3	21.5, 21.6, 21.7, 21.8
Dinding struktur dan balok kopel		Tidak ada	Tidak ada	21.9
Dinding struktur pracetak		Tidak ada	21.4	21.4, ¹ 21.10
Diaphragma struktur dan rangka batang (<i>trusses</i>)		Tidak ada	Tidak ada	21.11
Fondasi		Tidak ada	Tidak ada	21.12
Komponen struktur rangka tidak diproporsikan untuk menahan gaya yang ditimbulkan oleh pergerakan gempa		Tidak ada	Tidak ada	21.13
Angkur		Tidak ada	21.1.8	21.1.8
[*] Sebagai tambahan pada persyaratan Pasal 1 sampai 19, kecuali seperti dimodifikasi oleh Pasal 21. Sub Pasal 22.10 juga berlaku dalam KDS D, E, dan F. ¹ Seperti diizinkan oleh tata cara bangunan umum yang diadopsi secara legal dimana Standar ini merupakan bagiannya.				

(SNI 2847-2012, Tabel S21.1.1)



Prategang seperti yang ditunjukkan pada denah (**Gambar 2.5**), bilamana digunakan, harus memenuhi (a) hingga (d), kecuali bila digunakan pada rangka momen khusus seperti yang diizinkan oleh Pasal 23.8.3: (SNI 2847:2013, Pasal 21.5.2.5).

- (a) Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3,5 MPa dan $f'_c/10$.
- (b) Baja prategang harus tanpa lekatan pada daerah sendi plastis potensial, dan regangan yang dihitung pada baja prategang akibat perpindahan desain harus kurang dari 1 persen.
- (c) Baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.
- (d) Pengangkur tendon pasca tarik yang menahan gaya yang ditimbulkan gempa harus mampu untuk membolehkan tendon untuk menahan 50 siklus pembebanan, yang dibatasi oleh 40 dan 85 persen dari kekuatan tarik yang ditetapkan dari baja prategang.

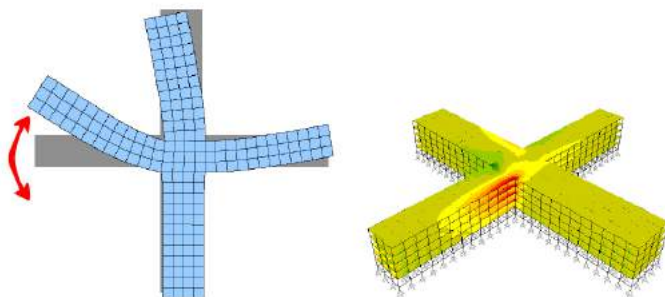
2.5.2 Pengaruh Gempa pada Bangunan Tak Beraturan

Selama terjadi gempa, pada bangunan akan terjadi osilasi. Gaya-gaya yg terjadi akan bergerak kearah yang berbeda-beda melalui elemen struktur dan akhirnya ditransfer ke tanah. Besarnya gaya-gaya yang mengakibatkan osilasi dipengaruhi oleh keseluruhan geometri bangunan yaitu:

1. Bentuk bangunan







Bangunan dengan bentuk yang sederhana sangat ideal dalam melawan gaya gempa karena gaya gempa disebarkan secara langsung menuju tanah. Bangunan yang tidak beraturan akan memiliki mode osilasi yang spesial ditunjukkan pada **Gambar 2.6** terhadap tranlasi dan torsi. Mode osilasi yang spesial ini akan menginduksi konsentrasi tegangan yang tinggi

di ujung belokan bangunan sehingga akan mengakibatkan kerusakan yang parah.



Gambar 2.6 Mode Osilasi pada Bangunan Berbentuk X
(Murty, et al, 2012)

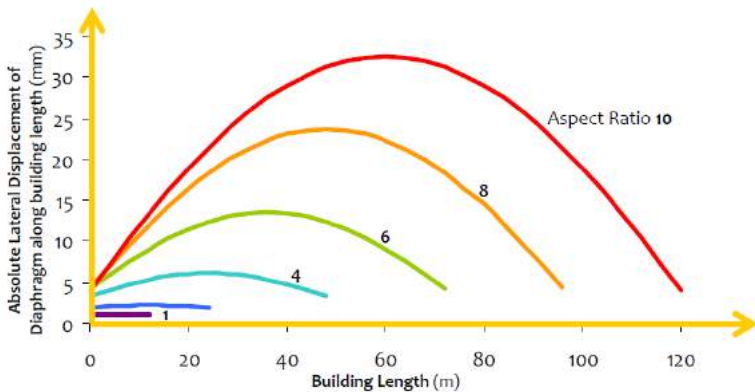
Tabel 2.14 Tipe Osilasi

Mode	Type of oscillation in first six modes in buildings with different plan shapes					
						
1	Y-translation	Y-translation with torsion	X-translation	Torsion	X-translation with torsion	Torsion
2	X-translation	X-translation with torsion	Y-translation	Y-translation	Y-translation with torsion	X-translation
3	Torsion	Torsion	Torsion	X-translation	Torsional	Y-translation
4	Opening-closing	Opening-closing	Opening-closing	Opening-closing	Opening-closing	Dog tail wagging
5	Mixed	Dog tail wagging	Mixed	Mixed	Dog tail wagging	Opening-closing
6	Mixed	Mixed	2 nd X-translation	Mixed	Mixed	Mixed
Note: Diagonal translation, torsion, opening-closing, and dog-tail-wagging are not acceptable as initial modes of oscillation in buildings						

(Murty, et al, 2012)

2. Aspek ratio bangunan

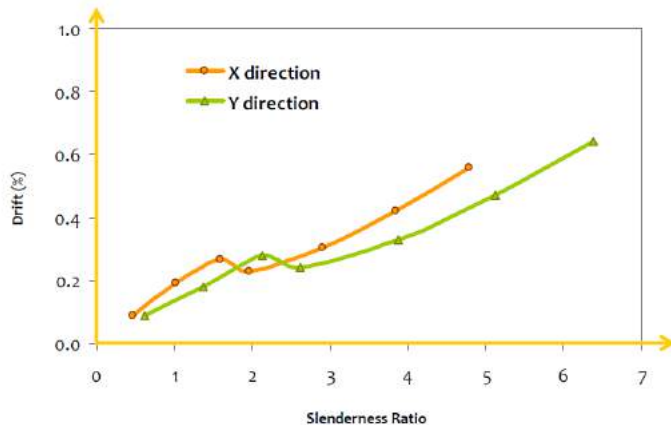
Aspek ratio bangunan adalah perbandingan panjang dan lebar bangunan. Aspek ratio bangunan yang besar tidak baik untuk bangunan karena saat terjadi gempa, gaya inersia terpusat pada bagian lantai bangunan karena memiliki massa yang besar. Gaya inersia kemudian disalurkan ke sistem penahan beban lateral sesuai dengan kapasitas beban yang dapat ditahan. Akan tetapi, gaya inersia terdistribusi pada area tributari ketika slab lantai berdeformasi pada tempatnya. Hal ini mengakibatkan beban yang berlebihan sehingga menyebabkan kerusakan pada bangunan. Perubahan deformasi pada bangunan akibat aspek ratio diperlihatkan pada **Gambar 2.7** dibawah ini.



Gambar 2.7 Deformasi Bangunan terhadap Perubahan Aspek Rasio
(Murty, et al, 2012)

3. Rasio kelangsingan

Rasio kelangsingan adalah perbandingan tinggi bangunan dengan panjang bangunan. Selama terjadi gempa, bangunan tidak boleh bergoyang dan berpindah secara berlebihan kearah lateral. Perpindahan lateral yang besar akan dapat mengakibatkan kerusakan non-struktur, struktur dan P- Δ effect yang signifikan sehingga dapat meruntuhkan bangunan. **Gambar 2.8** menunjukkan perbandingan ratio kelangsingan terhadap drift.

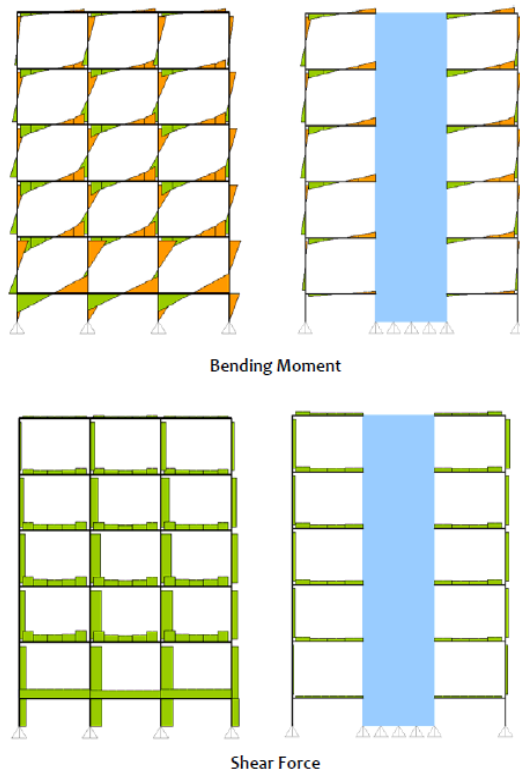


Gambar 2.8 Perbandingan Ratio Kelangsingan terhadap Drift
(Murty, et al, 2012)

2.5.3 Pengaruh Gempa pada Wall-Frame Sistem

Ketahanan bangunan terhadap gempa harus dapat mencapai minimum kekakuan lateral, sehingga tidak bergoyang secara berlebihan saat terjadi gempa dengan skala kecil. Ketika perpindahan lateral yang terjadi sangat besar pada bangunan dengan momen frame, struktur wall atau yang biasa disebut shear wall dapat membantu untuk menahan perpindahan secara keseluruhan pada bangunan.

Struktur wall akan dapat mengurangi gaya geser dan momen yang terjadi pada balok dan kolom. Selain adanya penambahan struktur wall, tata letak struktur wall juga sangat berpengaruh dalam ketahanan terhadap gempa. **Gambar 2.9** menunjukkan perbedaan momen dan gaya geser yang terjadi pada bangunan frame biasa dengan bangunan yang memiliki shear wall di tengah (core wall).



Gambar 2.9 Momen dan Gaya Geser pada Bangunan Frame dan Bangunan dengan *Core Wall*
(Murty, et al, 2012)

2.6 Sistem Beton Pratekan

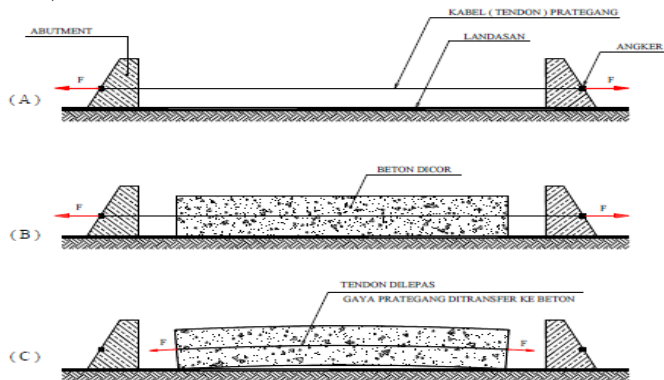
Beton pratekan adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan benar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu, (Abeles dan Bardhah, 1976). Menurut SNI 2847:2013, tendon pada beton pratekan tidak boleh sama sekali memikul beban gempa, bahkan tidak dianjurkan digunakan pada zona gempa tinggi. Tetapi jika ada gempa maka beban tersebut dipikul oleh tulangan lunak. Sedangkan menurut ACI 318-2008 Pasal. 21.5.2.5 tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif.

Jenis Beton pratekan dibagi menjadi dua, yaitu :

1. Beton Pratekan metode Pratarik (*Pretension*)

Beton pratekan metode pratarik adalah beton prategang yang dihasilkan dengan memberi tegangan awal pada tendon baja sebelum proses pengecoran.

Berikut metode pengerjaan beton pratarik (**Gambar 2.10**):



Gambar 2.10 Proses Pratarik

(Hendra, 2015)

Tahap 1: Tendon prategang ditarik atau diberi gaya prategang lalu diangker pada suatu abutment tetap (gambar A).

Tahap 2: Beton dicor pada cetakan (formwork) dan landasan yang telah disediakan sehingga mencakup tendon yang sudah diberi gaya prategang dan dibiarkan mengering (gambar B).

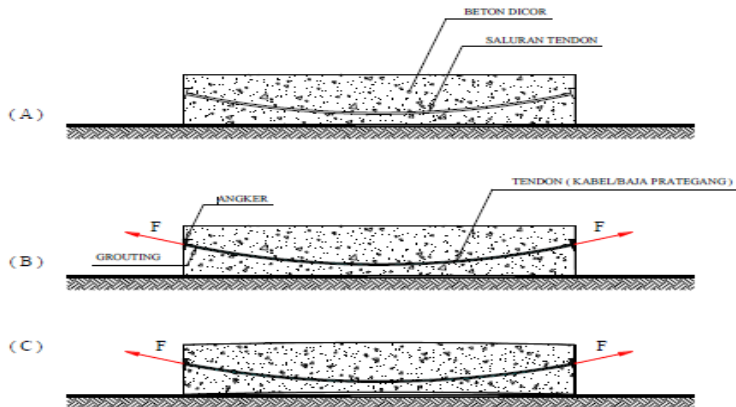
Tahap 3: Setelah beton mengering dan umur yang cukup sehingga kuat untuk menerima gaya prategang, tendon dipotong dan dilepas, sehingga gaya prategang ditransfer ke beton (gambar C).

Setelah gaya prategang ditransfer kebeton, balok beton akan melengkung keatas sebelum menerima beban kerja. Setelah beban kerja bekerja, maka balok beton tsb. akan rata.

2. Beton Pratekan metode Pascatarik (*Posttension*)

Merupakan beton pratekan yang dihasilkan dengan memberikan tegangan pada tendon baja setelah proses pengecoran beton (dimana beton telah mengeras mencapai sebagian kekuatannya).

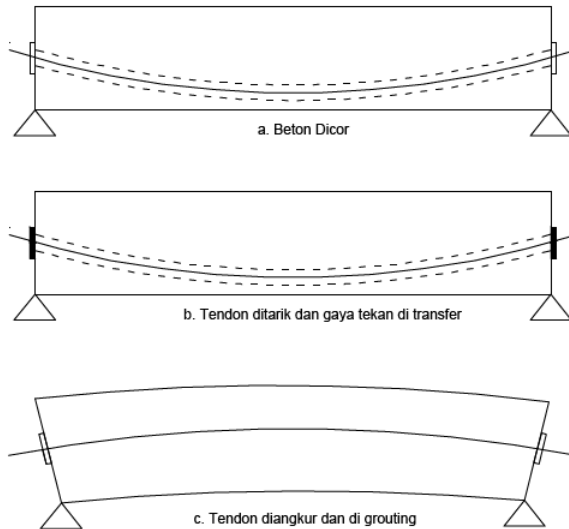
Berikut merupakan metode pengerjaan pasca Tarik (**Gambar 2.11**):



Gambar 2.11 Proses Pascatarik
(Hendra, 2015)

- Tahap 1: Dengan cetakan (*formwork*) yang telah disediakan lengkap dengan selongsong kabel prategang (*tendon duct*) yang dipasang dengan bentuk sesuai bidang momen balok, beton dicor (Gambar A).
- Tahap 2 : Setelah beton cukup umur dan kuat memikul gaya prategang, tendon atau kabel prategang dimasukkan dalam selongsong (*tendon duct*), kemudian ditarik untuk mendapatkan gaya prategang. Metode pemberian gaya prategang ini, salah satu ujung kabel diangker, kemudian ujung lainnya ditarik (ditarik dari satu sisi). Dapat juga dengan menarik dikedua sisinya dan diangker secara bersamaan. Setelah diangkur, kemudian saluran di *grouting* melalui lubang yang telah disediakan. (Gambar B).
- Tahap 3 : Setelah diangkur, balok beton menjadi tertekan, gaya prategang telah ditransfer kebeton. Karena tendon dipasang melengkung, maka akibat gaya prategang tendon memberikan beban merata kebalok yang arahnya keatas, sehingga balok melengkung keatas (Gambar C).

Perencanaan beton pratekan pada gedung “*Denpasar Icon*” ini direncanakan dengan metode pasca tarik (*post tension*)(**Gambar 2.12**).



Gambar 2.12 Skema Beton Pratekan Metode Pasca Tarik
(Budiadi,2008)

Alasan dipilih metode pasca tarik karena:

1. Pelaksanaannya yang lebih memungkinkan dalam pelaksanaan di struktur gedung,
2. Layout tendon dapat dibuat fleksibel (menyesuaikan dengan bentuk bidang momen), yang umumnya berbentuk parabola sehingga lebih efisien.

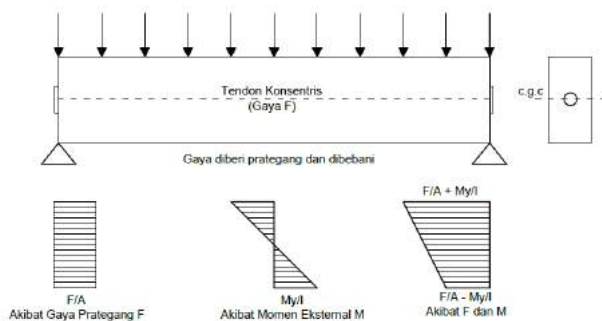
Pengecoran balok pratekan yang digunakan adalah sistem *cast in place* (pengecoran di tempat). Pengecoran di tempat dipilih daripada pracetak karena mempunyai keunggulan diantaranya mudah dibentuk dan tidak mengalami kesulitan dalam hal penentuan sambungan. Akan tetapi, perlu diwaspadai karena pemberian gaya pratekan diberikan setelah beton mengeras. Ini memberikan dampak kepada kolom saat *jacking*. Dampak yang akan timbul akibat proses *jacking* terhadap struktur portal ialah sebagai berikut (Tjia,2014):

1. Gaya perlawanan kolom menyebabkan gaya pratekan menjadi berkurang karena sebagian gaya pratekan yang diberikan digunakan untuk mengatasi perlawanan gaya kolom.
2. Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok pratekan maka semakin besar gaya pratekan yang hilang untuk melawan kolom
3. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi.

2.7 Prinsip Dasar Beton Pratekan

2.7.1 Sistem Pratekan untuk Mengubah Beton menjadi Bahan yang Elastis.

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton tidak mampu menahan tarikan dan kuat menahan tekanan, namun beton yang elastis dapat memikul tegangan tarik. (Lin & Burns, 2000) (**Gambar 2.13**).



Gambar 2.13 Konsep Beton Pratekan sebagai Bahan yang Elastis
(Lin and Burns, 2000)

Akibat gaya tekan yang diberikan, gaya F yang bekerja akan memberikan tegangan tekan secara merata diseluruh penampang beton sebesar F/A , dimana A adalah luas penampang. Akibat dari

beban merata yang memberikan tegangan tarik di bawah garis netral dan tegangan tekan di atas garis netral, maka perumusan sebagai berikut :

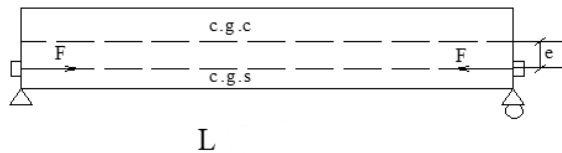
$$F = \frac{M \times C}{I} \quad (2.21)$$

Dimana : M = Momen lentur pada penampang yang ditinjau

C = Jarak garis netral ke serat terluar penampang

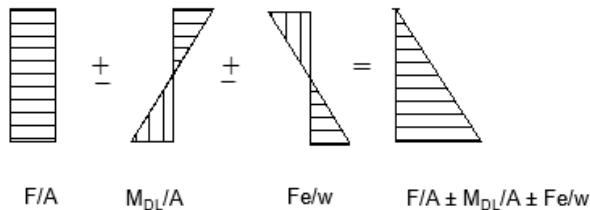
I = Momen Inersia penampang

Agar kemampuan beton prategang meningkat, dapat ditambahkan eksentrisitas tegangan baja terhadap garis netral beton, **Gambar 2.14**.



Gambar 2.14 Tendon dengan Eksentrisitas
(Hendra, 2015)

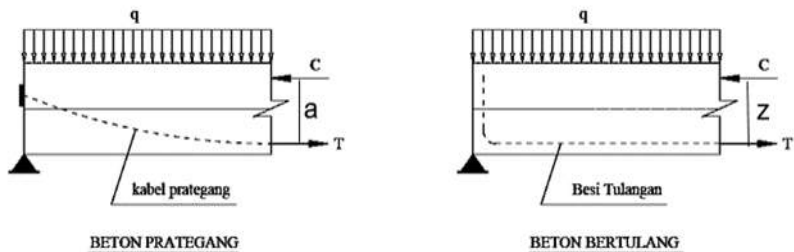
Karena adanya pergeseran eksentrisitas baja terhadap garis pusat, maka terjadi tegangan sebesar $F.e/W$ dimana e merupakan eksentrisitas tegangan dan W adalah momen resisten (I/y) (**Gambar 2.15**).



Gambar 2.15 Diagram Tegangan Beton Prategang
(Hendra, 2015)

2.7.2 Sistem Pratekan untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton

Konsep ini mempertimbangkan beton pratekan sebagai kombinasi dari baja dan beton, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal (Lin & Burns, 2000) (**Gambar 2.16**).

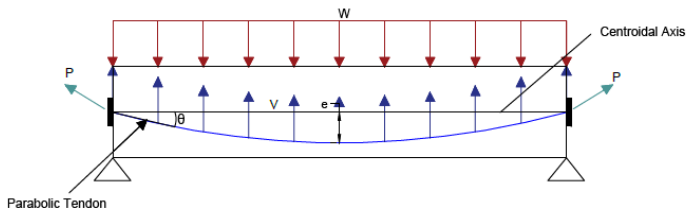


Gambar 2.16 Perbandingan Penulangan Prategang dan Beton Bertulang
(Hendra, 2015)

Pada beton prategang, baja pategang ditarik dengan gaya prategang (T) yang akan membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton (C) untuk melawan momen akibat beban luar. $M_{dalam} = C \times a$ (beton prategang).

Pada beton bertulang biasa, tulangan akan menahan gaya tarik (T) akibat beban luar, yang akan membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton (C) untuk melawan momen akibat beban luar. Dengan nilai $C=T$ dan $M_{max}= M_{dalam}$, dimana nilai $M_{dalam} = C \times Z$ (beton bertulang).

2.7.3 Sistem Pratekan untuk mencapai kesetimbangan beban



Gambar 2.17 Konsep Beton Pratekan Mencapai Keseimbangan Beban

Pada **Gambar 2.17** menerangkan konsep ini untuk membuat keseimbangan gaya-gaya pada sebuah batang. Pada desain beton pratekan, pengaruh pratekan dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi (Lin & Burns, 2000).

Balok beton yang terletak diatas dua perletakan yang diberi gaya prategang (P) dengan lintasan parabola. Beban akibat gaya prategang yang terdistribusi secara merata kearah atas dinyatakan sebagai berikut :

$$W_b = \frac{8 \times F \times e \times h}{L^2} \quad (2.22)$$

Dimana :

W_b = beban merata kearah atas

h = tinggi parabola kabel lintasan prategang

L = bentangan balok

F = gaya prategang

Jadi, beban merata akibat beban diimbangi oleh gaya merata akibat prategang.

2.8 Tahap Pembebanan

Pada beton prategang terdapat dua tahapan pembebanan. Pada setiap tahapan harus dilakukan pengecekan kondisi beton baik pada bagian yang tertekan maupun yang tertarik untuk setiap

penampang. Tahapan yang terdapat dalam beton pratekan diantaranya :

2.8.1 Tahap Transfer

Pada metode pratarik, tahap transfer terjadi saat angker dilepas dan gaya prategang di transfer ke beton. Sedangkan untuk metode paskatarik, tahap transfer terjadi saat beton telah cukup umur dan dilakukan penarikan beton prategang. Pada saat ini beban layan belum bekerja.

2.8.2 Tahap Service

Tahap ini terjadi setelah beton prategang digunakan / berfungsi sebagai komponen struktur. Pada saat ini semua beban layan sudah bekerja, sehingga pada saat ini semua kehilangan prategang sudah harus diperhitungkan dalam analisa struktur.

2.9 Material Beton Prategang

2.9.1 Beton

Beton yang digunakan pada beton prategang pada umumnya merupakan beton mutu tinggi, workability tinggi, dapat mencapai kekuatan tertentu dalam waktu singkat dan kehilangan prategang (loss of prestressed) kecil. Tegangan ijin pada beton prategang dibagi menjadi dua, yaitu pertama tegangan ijin saat transfer dan tegangan ijin saat service (Lin & Burns,2000)

2.9.2 Tendon Baja

Dalam struktur beton prategang terdapat 2 jenis baja didalamnya yaitu baja bermutu tinggi yang mengalami gaya prategang sebagai tulangan aktif dan baja nonprategang sebagai tulangan pasif yang terbuat dari mild steels dan cold-worked steels. Macam-macam baja prategang yang digunakan adalah (Sulendra, 2011):

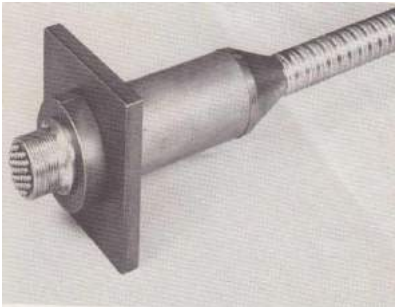
- Wire : kawat baja pejal dalam gulungan

- Bar : kawat baja pejal dalam lonjoran. Batang baja (Bar) : diameter 20 mm
- Strand : sekelompok kawat digabung dan dipintal pada arah longitudinal

2.9.3 Angkuran Beton Prategang

Kegagalan beton pratekan dapat diakibatkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah dibelakang angkur tendon. Kegagalan ini diperhitungkan saat transfer yang merupakan kondisi ekstrim, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.2.2 dan 18.13.1.2. Jenis-jenis angkur adalah sebagai berikut:

1. Angkur hidup : Angkur ini dapat ditarik lagi setelah penegangan tendon Pratekan. Pegangkuran ini sering dijumpai dalam pratekan dengan sistem paskatarik (**Gambar 2.18(a)**).
2. Angkur mati : Angkur ini tidak bisa dilakukan lagi penarikan setelah penegangan tendon dilakukan. Angkur jenis ini sering digunakan dalam pratekan dengan sistem pratarik (**Gambar 2.18(b)**).



(a)



(b)

Gambar 2.18 Angkur hidup (a) dan angkur mati (b)
(Hurst, 2003)

2.10 Selongsong (*duct*) Sistem Pasca-Tarik

Syarat untuk selongsong (*duct*) pasca tarik terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 18.17. Menurut Peraturan SNI 2847:2013 pasal 18.17.1 yaitu:

- a. Selongsong untuk tendon yang di-grout atau tanpa lekatan harus mortar, kedap air dan tidak reaktif dengan beton, tendon, baja prategang, grout atau bahan pengisinya dan sifatnya pencegah korosi;
- b. Selongsong (*ducts*) untuk tendon yang di-grout harus kedap mortar dan tidak reaktif dengan beton, baja prategang, grout, dan pencegah korosi;
- c. Selongsong (*ducts*) untuk tendon kawat tunggal, strand tunggal, atau batang tulangan tunggal yang di-grouting harus mempunyai diameter dalam paling sedikit 6 mm lebih besar dari diameter baja prategang. (SNI 2847:2013 pasal 18.17);
- d. Selongsong (*ducts*) untuk tendon kawat majemuk, strand majemuk, atau batang tulangan majemuk yang di-grouting harus mempunyai luas penampang dalam paling sedikit dua kali luas penampang baja prategang;
- e. Selongsong (*ducts*) harus dijaga bebas dari air genangan jika komponen struktur yang di-grouting terpapar terhadap suhu di bawah pembekuan sebelum di-grouting.

2.11 Grouting untuk Tendon

Dalam SNI 2847:2013, bahan pengisi selubung tendon berfungsi untuk merekatkan tendon ke beton setelah penarikan (untuk keadaan pascatarik) dan untuk mencegah baja berkarat. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 18.18.2, bahan untuk grouting biasanya terdiri dari semen portland dan air, sedangkan untuk selubung yang besar sering ditambah pasir.

Pada saat pelaksanaan grouting, suhu komponen struktur harus di atas 2°C dan harus dijaga di atas 2°C hingga kubus grouting 50 mm yang dirawat di lapangan mencapai kekuatan

tekan minimum sebesar 5,5 MPa (pasal 18.18.4.1) dan suhu grouting tidak boleh di atas 32°C selama pencampuran dan pemompaan (pasal 18.18.4.2).

2.12 Angkur dan Kopler Pasca-Tarik

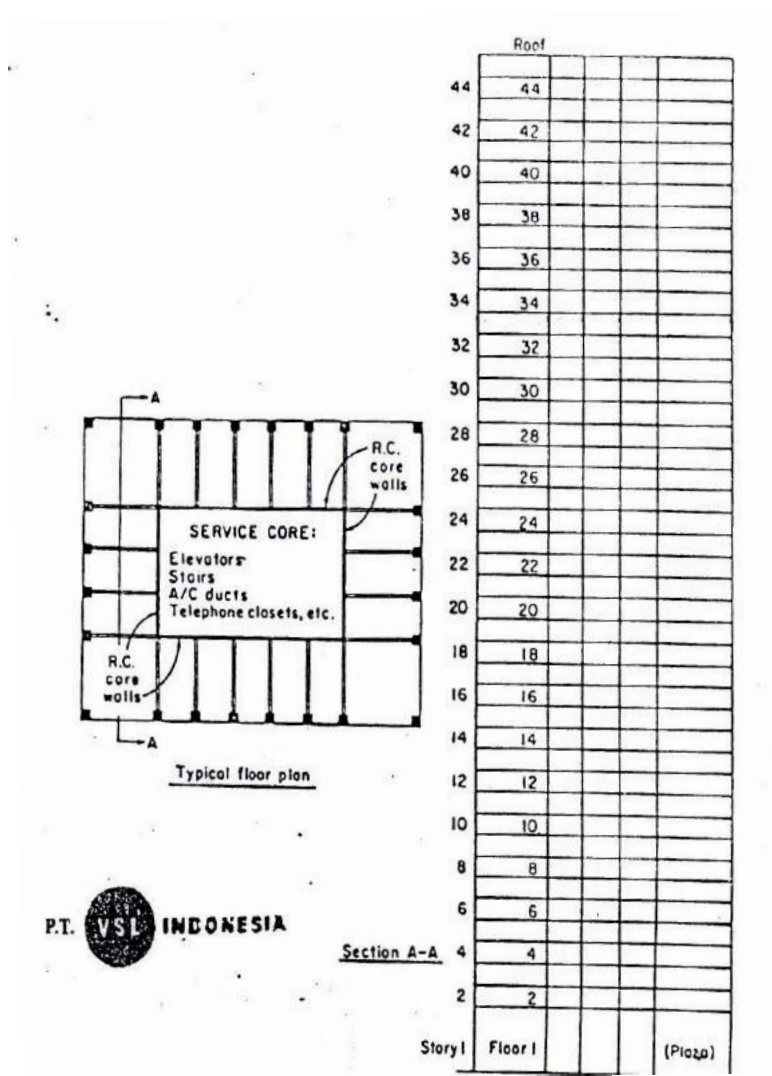
Perencanaan angkur dan kopler diatur pada SNI 2847:2013 pasal 18.21. Angkur dan kopler untuk tendon harus mengembangkan paling sedikit 95 % dari fpu. Untuk tendon dengan lekatan harus dikembangkan pada penampang kritis hingga 100% dari fpu setelah baja prategang dilekatkan (Pasal 18.21.1). Pada kontruksi tanpa lekatan yang dikenai beban berulang, perhatian harus diberikan pada kemungkinan kelelahan (fatigue) dalam angkur dan kopler (Pasal 18.21.3). Angkur, kopler dan penutup ujung harus dilindungi secara permanen terhadap korosi (Pasal 18.21.4).

2.13 Dampak Pemberian Paska Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat

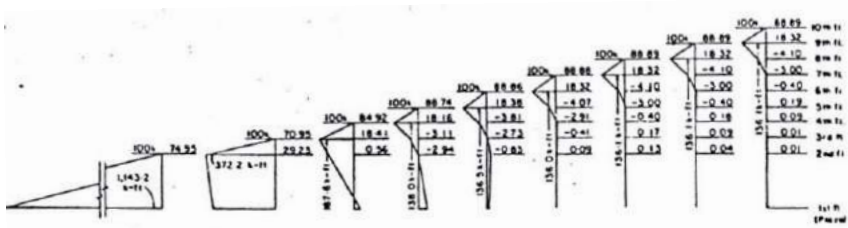
Balok paskatarik pada gedung bertingkat sudah menjadi faktor utama dalam konstruksi dalam beberapa tahun, dampak paska tarik pada tingkat tertentu terhadap tingkat lainnya pada saat pembangunan dipelajari oleh Mark Fintel dan S.K.Ghosh pada tahun 1989. Pada studinya digunakan gedung tipikal seperti pada **Gambar 2.19**.

Yang menjadi fokus utama studinya adalah kekangan yang diberikan oleh kolom yang besar dengan kekakuan yang tinggi (tipe kolom yang sering ada pada bangunan bertingkat). Hal ini menghalangi tegangan paska tarik yang diberikan ke balok, sehingga mengurangi efektivitas paska tarik.

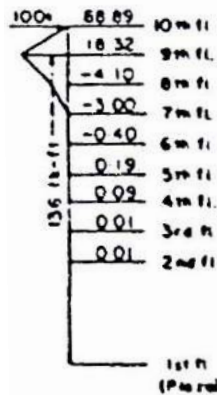
Pada analisis awal didapat, efek dari post tension pada lantai tertentu diperpanjang sampai hanya beberapa tingkat di bawahnya. Sebagai contoh, efek signifikan dari post tension pada lantai 10 diperpanjang sampai ke tingkat 4 dan tidak lebih jauh kebawah. Ditunjukkan pada **Gambar 2.20**.



Gambar 2.19 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi (VSL Indonesia, 1978)



(a)

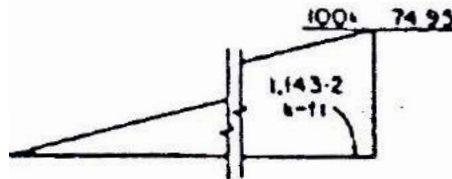


(b)

Gambar 2.20 Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit). b) Efek Pemberian Pasca Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya (VSL Indonesia, 1978)

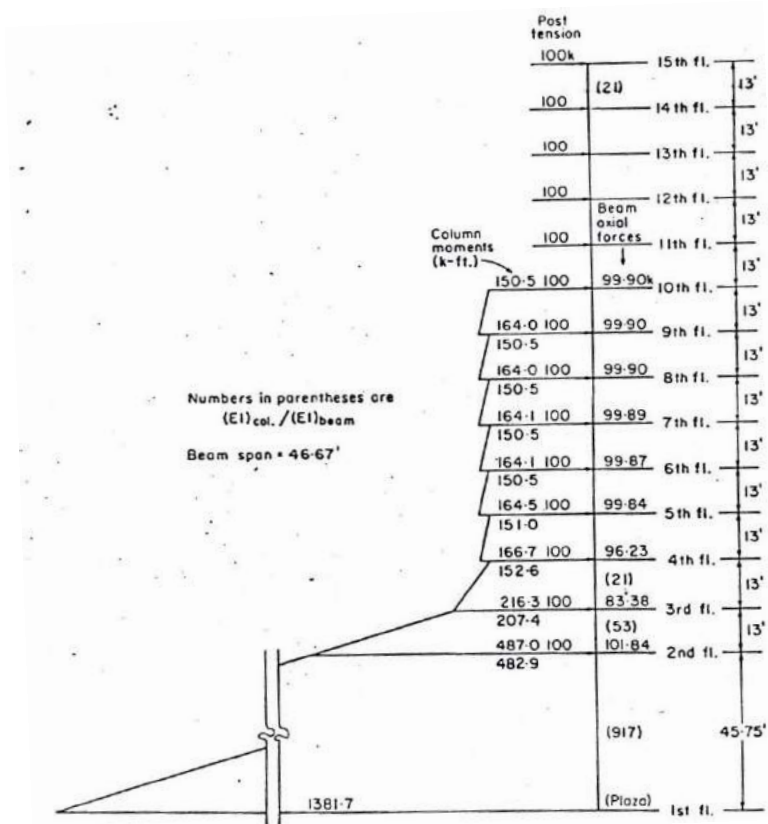
Di hasil yang lain, pada bawah bangunan, (kondisi ketika balok lantai kedua telah di pasca tarik, sedangkan lantai pertama tidak di tarik), perpindahan elastis dari balok lantai kedua menginduksi perpindahan horizontal pada puncak kolom tingkat satu. Jika kolom dikekang pada dasarnya, perpindahan disertai dengan momen pada kolom, dan pada waktu yang sama mengurangi pasca tarik yang masuk ke balok yang ditarik.

(**Gambar 2.21**). Jumlah dari kehilangan prategang ke kolom tergantung dari kekakuan lentur relative dari kolom dan kekakuan aksial dari balok.



Gambar 2.21 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom
(VSL Indonesia,1978)

Dalam kondisi ekstrim dari kekakuan yang tinggi, semua gaya akan meregangkan kolom kaku dan tidak akan menekan balok. Hasil studi lainnya menunjukkan apabila semua lantai telah diberikan pasca tarik sebesar 100 kips, maka akan terjadi penumpukan momen yang sangat besar pada kolom paling bawah, dapat dilihat pada **Gambar 2.22** dimana superposisi telah dibuat untuk tiap tiap kolom dan tiap tiap balok dari efek pasca tarikan semua balok lantai pada dan tingkat diatasnya, menyajikan gaya dan momen kolom kumulatif dan gaya prategang dibalok. (Fintel & Ghosh,1978)



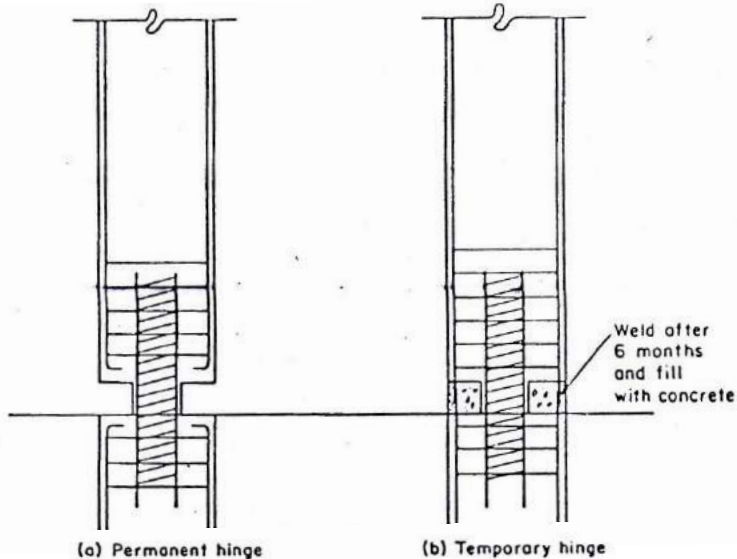
Gambar 2.22 Momen pada Kolom dan Daya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Paska Tarik—Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit) (VSL Indonesia, 1978)

2.14 Sistem Hubungan Balok Kolom

2.14.1 Sistem Sendi

Sebagai upaya mengeliminasi tahanan terhadap gerakan horizontal, maka dasar kolom dapat didesain dengan sendi, sehingga kekakuan lentur relative kolom tidak akan mempengaruhi

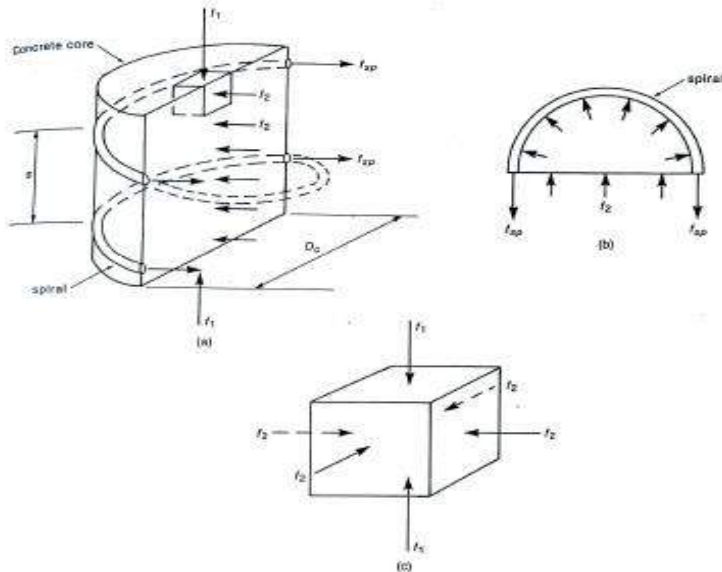
efektifitas *post tension*. Desain sendi sementara (*temporary hinge*) dapat dilihat pada **Gambar 2.23** Sendi bagian bawah kolom, seperti yang ditunjukkan **Gambar 2.23.(a)**, akan secara praktis mengeliminasi tahanan terhadap gerakan dalam kolom. Kalau sebuah sendi tidak diinginkan, kelanjutan dapat dibangun kembali seperti **Gambar 2.23.(b)**, setelah rangkai telah terjadi, katakan saja setelah 6 bulan. Penambahan bahan *grouting* ke dalam dasar kolom akan merubah sifatnya menjadi jepit.



Gambar 2.23 Sendi Sementara dan Bentuk Sendi yang di-*Grouting* (Jepit)
(VSL Indonesia, 1978)

Dalam pembuatan sendi tersebut harus mempertimbangkan kemampuannya dalam menahan beban searah gravitasi, sehingga dalam tahap pelaksanaan sejak dasar kolom berupa sendi sampai dirubah menjadi jepit mampu menahan beban konstruksi yang terjadi. Pembuatannya menggunakan system penulangan spiral dimana spiral berguna didalam meningkatkan daktilitas atau

toughness suatu komponen struktur sehingga biasanya wajib digunakan di daerah-daerah dengan resiko gempa bumi yang tinggi. (Nawy, 2000)



Gambar 2.24 Kontribusi Tulangan Spiral Terhadap Beton
(Aminullah, 2009)

Kekuatan tulangan spiral adalah

$$T_s = 2 \rho_s A_c f_y \quad (2.23)$$

dimana : ρ_s = presentasi tulangan spiral

Persentasi tulangan spiral minimum (ACI 10-6)

$$\rho_s = 0,45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.24)$$

Dengan tulangan spiral, kuat tekan beton semakin meningkat

$$f'_c = f'_c + 4,1 (\sigma_s) \quad (2.25)$$

dimana s adalah jarak spiral

$$s = \frac{4.A_s (D_c - d_b)}{D_c^2 \cdot \rho_s} \quad (2.26)$$

dimana:

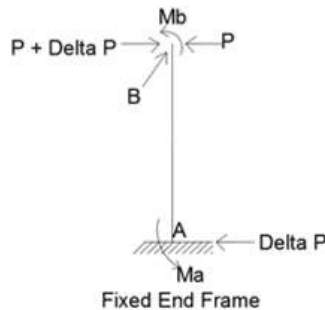
A_s = luas penampang spiral

d_b = diameter tulangan spiral

D_c = diameter inti beton luar keluar dari spiral

2.14.2 Sistem Monolit

Dampak pratekan terhadap sistem monolit yaitu momen akibat perpindahan longitudinal disebabkan oleh gaya prategang yang memberikan reaksi horizontal pada bagian bawah kolom.



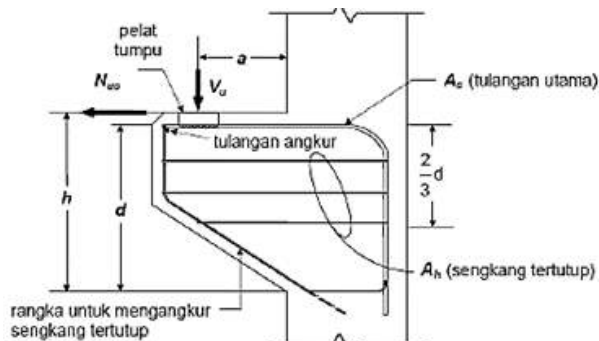
Gambar 2.25 Efek dari Reaksi Horizontal
(Abeles, Bardhah dan Turner, 1976)

Pada **Gambar 2.25** dapat dilihat bahwa untuk menghasilkan gaya prategang P pada arah longitudinal, gaya $P + \Delta P$, dimana ΔP adalah reaksi horizontal. ΔP untuk perletakan jepit dapat dicari menggunakan persamaan berikut. (Abeles, Bardhah, dan Turner, 1976):

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{l_h} \quad (2.27)$$

2.14.3 Sistem Konsol Pendek

Tumpuan pada balok prategang dengan sistem konsol pendek atau bracket corbel, sehingga kolom tidak merupakan hubungan yang kaku. Sistem ini digunakan untuk menghindari adanya pengurangan gaya prateka akibat kekangan kolom. Konsol pendek merupakan simple supported beam, gaya-gaya yang timbul dari balok prategang akan disalurkan ke kolom dengan perantara konsol pendek. (Suryadarma & Gunawan, 1986)



Gambar 2.26 Konsol Pendek

2.15 Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Pondasi yang direncanakan menggunakan tiang pancang dengan perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan hasil dari Standard Penetration Test (SPT)

a. Persamaan Luciano Decourt

Luciano Decourt (1996) menyajikan metode sebagai berikut:

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (2.28)$$

dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

Q_S = *Resistance ultimate* akibat tekanan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = \alpha \cdot \bar{N}_p \cdot K \cdot A_p \quad (2.29)$$

dimana :

\bar{N}_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4B di atas hingga 4B di bawah dasar tiang pondasi (B= diameter pondasi)

$$= \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{n}$$

K = Koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi

12 t/m² = 117,7 kPa, untuk lempung (clay)

20 t/m² = 196 kPa, untuk lempung berlanau (silty clay)

25 t/m² = 245 kPa, untuk pasir berlanau (silty sand)

40 t/m² = 392 kPa, untuk pasir (sand)

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = \beta \cdot \left(\frac{\bar{N}_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \quad (2.30)$$

dimana :

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

\bar{N}_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam, dengan batasan: $3 \leq N \leq 50$, khusus untuk aspek *friction*.

A_s = Keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

Koefisien α dan β adalah merupakan berturut-turut base coefficient dan shaft coefficient menurut Decourt et all (1996) yang nilai seperti pada **Tabel 2.17** dan **Tabel 2.18** dibawah ini:

Tabel 2.15 Base Coefficient α

Soil/ Pile	Driven	Bored	Bored	Continuous	Root	Injected pile
	Pile	Pile	Pile (bentonite)	hollow sugar	pile	(high pressure)
Clay	1.0	0.85	0.85	0.30	0.85	1.0
Intermediate Soils	1.0	0.60	0.60	0.30	0.60	1.0
Sands	1.0	0.50	0.50	0.30	0.50	1.0

(Decourt,et all, 1996)

Tabel 2.16 Shaft Coefficient β

Soil/ Pile	Driven	Bored	Bored	Continuous	Root	Injected pile
	Pile	Pile	Pile (bentonite)	hollow sugar	pile	(high pressure)
Clay	1.0	0.80	0.90	1.00	1.5	3.0
Intermediate Soils	1.0	0.65	0.75	1.00	1.5	3.0
Sands	1.0	0.50	0.60	1.00	1.5	3.0

(Decourt et all, 1996)

2.16 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk kasus daya dukung tiang pancang grup, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \quad (2.31)$$

dimana :

N = jumlah tiang dalam grup

C_e = koefisien efisiensi

$Q_L (\text{group})$ = daya dukung tiang pancang kelompok

$Q_L (1 \text{ tiang})$ = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e dapat digunakan beberapa teori dibawah ini, yaitu :

a. Converse-Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 \times \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (2.32)$$

dimana :

ϕ = diameter tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = jumlah baris tiang dalam grup

n = jumlah kolom tiang dalam grup

$C_e = 0,9 - 1,0$ (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3 \phi$)

b. Los Angeles

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} \times (m \times (n-1) + (m-1) + \sqrt{2(m-1)(n-1)}) \quad (2.33)$$

dimana:

B = Lebar grup tiang

L = Panjang grup tiang

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

c. Di sisi lain Terzaghi telah memberikan perumusan untuk menghitung daya dukung kelompok untuk lempung

$$Q_G = \beta^2 \cdot C_u \cdot N_c + 4 \cdot \beta \cdot C_u \cdot D \quad (2.34)$$

$$B = (n-1) \cdot S + d \quad (2.35)$$

dimana :

D = Kedalaman tiang pondasi

S = Jarak antar as tiang (*spacing*)

Cu= Undrained cohesion

n = Jumlah tiang dalam grup

d = Diameter tiang

Untuk grup tiang pancang pada tanah tanpa kohesi. Pemakaian praktis harga koefisien efisiensi C_e adalah sebagai berikut:

Pasir lepas :

- Untuk tiang-tiang pendek

$C_e = 1,5$ (untuk $S = 2d$) hingga 1 (untuk $S = 4d$)

- Untuk tiang-tiang panjang

$C_e = 2$ (untuk $S = 2d$) hingga 1 (untuk $S = 6d$)

Pasir Padat :

$C_e = 0,7$ (untuk $S = 3d$) hingga 1 (untuk $S \pm 8d$)

2.17 Perencanaan Pile Cap Grup Tiang Pancang

Dalam perancangan pile cap pada tugas akhir ini penulis meninjau gaya geser pons dan penulangan momen lentur.

2.17.1 Kontrol Tebal Minimum Pile Cap

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 15.7 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (footing) diatas tiang pondasi.

2.17.2 Kontrol Geser Pons

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana V_c harus yang terkecil diantara :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.36)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.37)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.38)$$

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$b_o = 2 (b_k + d) + 2 (h_k + d)$

$\alpha_s = 20$ untuk kolom sudut, $\alpha_s = 30$ untuk kolom tepi, $\alpha_s = 40$ untuk kolom interior

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

2.17.3 Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri pile cap. Perhitungan gaya dalam pile cap didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

2.18 Perencanaan Sloof Pondasi (*Tie Beam*)

Struktur sloof digunakan agar penurunan pada pondasi terjadi secara bersamaan. Dalam hal ini sloof berfungsi sebagai pengaku yang menghubungkan pondasi satu dengan pondasi yang lain. Adapun beban yang ditimpakan ke sloof terdiri dari berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan/tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Halaman ini sengaja dikosongkan

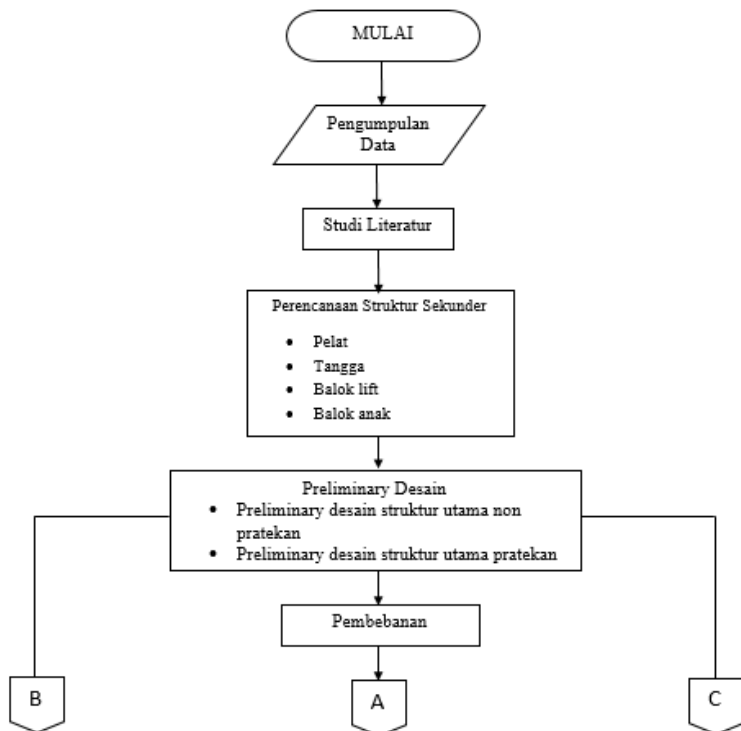
BAB III METODOLOGI

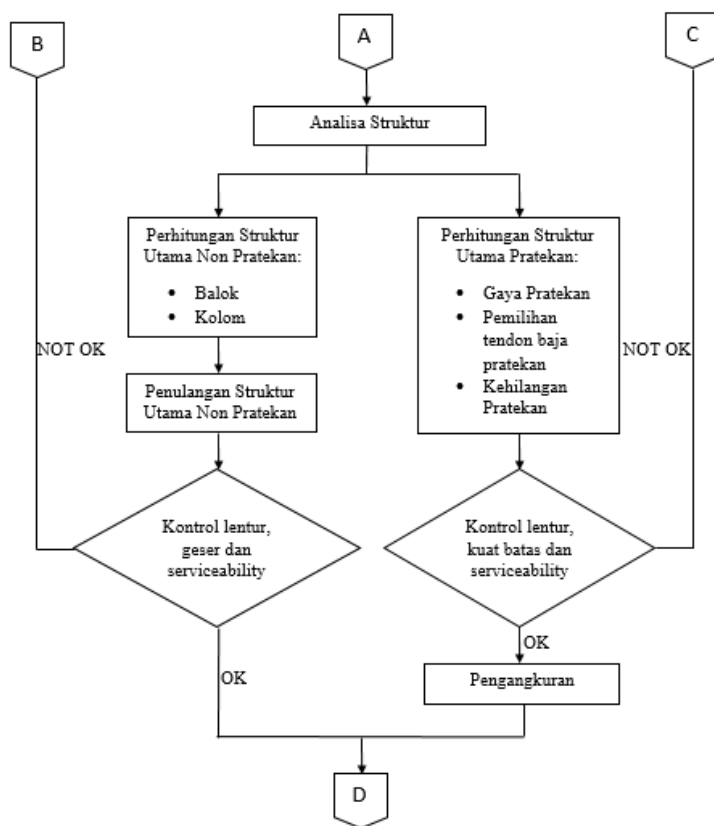
3.1 Umum

Sebelum mengerjakan Tugas Akhir, maka perlu disusun langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data, pedoman perancangan, dan sampai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan.

3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Lingkup pekerjaan yang akan dilaksanakan dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini akan diterangkan sesuai bagan alir pada **Gambar 3.1** di bawah ini:







Gambar 3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu:

Tipe Bangunan : Gedung Rumah Sakit,
Hotel dan Mall
Lokasi : Jl. Padma, Desa Penatih,
Kecamatan Denpasar
Utara, Provinsi Bali

Ketinggian Lantai:

- Basement (B1-B3) : 4 m
- Podium Lantai 1-3 : 4,5 m
- Lantai 4-25 : 4 m

Luas Bangunan : 1587 m²

Tinggi Total Bangunan	: $\pm 113,50$ m
Mutu Beton (f'_c)	: 40 Mpa
Mutu Baja (f_y)	: 400 Mpa
Data Tanah	: Terlampir
Data Gambar	: Terlampir

3.4 Studi Literatur

Studi literatur yang dilakukan dengan menggunakan beberapa buku pustaka atau peraturan mengenai perancangan beton pratekan dan struktur gedung secara umum yang akan sangat membantu dalam pengerjaan tugas akhir ini, diantaranya :

1. SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726:2012 Struktur Gedung Tahan Gempa.
3. SNI 1727:2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan struktur lain.
4. Tall Building Structure, Analysis and Design (Bryan Stafford Smith and Alex-Coull,1991)
5. American Society of Civil Engineering (ASCE 7-10, 2010)
6. Beton Prategang Edisi Ketiga Jilid 1 (T.Y.Lin).
7. Beton Prategang Edisi Ketiga Jilid 2 (T.Y.Lin).

3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi:

3.5.1 Perencanaan Pelat.

1. Perencanaan Dimensi Pelat

Untuk memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3.

a. Menentukan tebal minimum pelat

$$\bullet \alpha_{fm} = \frac{E_{balok} \times I_{balok}}{E_{pelat} \times I_{pelat}} \quad (3.1)$$

$$\bullet I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3 \quad (3.2)$$

$$\bullet I_{plat} = Ly \times \frac{hf^3}{12} \quad (3.3)$$

$$\bullet K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right) \times \left[4 - 6\left(\frac{h_f}{h_w}\right) + 4\left(\frac{h_f}{h_w}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)}$$

jika,

- $\alpha_{fm} \leq 0.2$, maka nilai h menggunakan **Tabel 3.1**

Tabel 3.1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

Tegangan leleh, f_y MPa ¹	Tanpa penebalan [†]			Dengan penebalan [†]		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]	
280	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 40$	$\ell_n / 40$
420	$\ell_n / 30$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$
520	$\ell_n / 28$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 34$	$\ell_n / 34$

¹Untuk konstruksi dua arah, ℓ_n adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasus yang lain.
[†]Untuk f_y antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier.
[‡]Pelat drop didefinisikan dalam 13.2.5.
[§]Pelat dengan balok di antara kolom-kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai α untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

(SNI 2847:2013, Tabel 9.5(c))

- $0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$, maka nilai h

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \text{ dan } \geq 125\text{mm} \quad (3.5)$$

- $\alpha_{fm} \geq 2$, maka nilai h

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \text{ dan } \geq 90 \text{ mm} \quad (3.6)$$

$$\bullet \beta = \frac{L_n}{S_n} < 2 \text{ (pelat 2 arah)} \quad (3.7)$$

$$\bullet \beta = \frac{L_n}{S_n} > 2 \text{ (pelat 1 arah)} \quad (3.8)$$

dimana :

l_n = panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi 2 arah

β = rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek pelat

α_{fm} = nilai rata-rata untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel

b. Menentukan Lebar Efektif

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 8.12.2 dan Pasal 8.12.3 disebutkan bahwa kriteria menentukan lebar efektif (b_e) dari balok

- Interior tidak boleh melebihi :

$$- b_{e1} = \frac{1}{4} \times L \quad (3.9)$$

$$- b_{e2} = b_w + 8t \quad (3.10)$$

$$- b_{e3} = b_w + \frac{1}{2} S \quad (3.11)$$

- Eksterior tidak boleh melebihi :

$$- b_{e1} = \frac{1}{12} \times L \quad (3.12)$$

$$- b_{e2} = b_w + 6t \quad (3.13)$$

$$- b_{e3} = b_w + \frac{1}{2} S \quad (3.14)$$

2. Penulangan Pelat Lantai

3.5.2 Perencanaan Dimensi Tangga

- Persyaratan dalam perencanaan dimensi tangga adalah sebagai berikut :

$$60 \leq (2t + i) \leq 65 \quad (3.15)$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \quad (3.16)$$

dimana:

t = tinggi tanjakan

i = lebar injakan

3.5.3 Perencanaan Balok Lift

- Asumsi Beban Lift (Mengacu pada brosur)

3.5.4 Perencanaan Balok Anak

- Perencanaan dimensi balok anak
Perencanaan balok anak mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2

a. Perencanaan Tinggi Balok Anak

$$h = \frac{l}{21} \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad (3.17)$$

b. Perencanaan Lebar Balok Anak

$$b = \frac{2}{3} \times h \quad (3.18)$$

Catatan: 1. Perkalian dengan $\left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right)$, jika f_y tidak 420 Mpa

- Penulangan Balok Anak

3.6 Preliminary Desain

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2013, yang berupa:

3.6.1 Preliminary desain struktur beton bertulang

1. Perencanaan Balok

• Perencanaan Dimensi Balok

Perencanaan balok mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2

a. Perencanaan Tinggi Balok Anak

$$h = \frac{l}{16} \times \left(0.4 + \frac{fy}{700}\right) \quad (3.19)$$

b. Perencanaan Lebar Balok Anak

$$b = \frac{2}{3} \times h \quad (3.20)$$

• Penulangan Balok

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur balok adalah sebagai berikut:

a. Menentukan data-data d , fy , $f'c$, dan Mu

b. Menentukan harga β_1 (SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3))

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} \quad (3.21)$$

c. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:

Menurut SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2):

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \quad (3.22)$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1) :

$$\rho_{\max} = 0.025 \quad (3.23)$$

Menurut SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3):

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \quad (3.24)$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal (10.5.1):

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{fy} \times bw \times d$$

$$(3.25)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d \quad (3.26)$$

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terbesar sebagai yang menentukan.

d. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} \quad (3.27)$$

e. Menentukan R_n (SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7))

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} \quad (3.28)$$

Diketahui harga $\phi = 0.75$

f. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m x R_n}{f_y}} \right)$$

dimana : $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$

g. Menentukan luas tulangan (A_s) dari ρ yang didapat

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad \text{dimana } A_s = \rho \times b \times d \quad (3.30)$$

h. Menentukan jumlah dan jarak tulangan

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi} \quad (3.31)$$

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{b - n \times \phi L - 2d' - 2\phi S}{n - 1} \quad (3.32)$$

dimana:

b = lebar pelat per satuan meter

d = tinggi pelat

ρ = rasio tulangan
 A_s = luas tulangan perlu
 f_y = mutu baja (MPa)
 f'_c = mutu beton (MPa)

2. Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan Kolom awalnya harus menentukan beban yang akan membebani kolom tersebut, kemudian kalikan dengan factor beban, lalu dapat dicari luasan dari kolom tersebut sesuai dengan rumus:

$$A = \frac{W}{\frac{1}{3} \times f'_c} \quad (3.33)$$

dimana:

A = Luas kolom rencana
 W = Beban total terfaktor
 f'_c = Mutu beton (MPa)

3.6.2 Preliminary desain balok (struktur pratekan)

Menentukan dimensi awal balok pratekan yang akan digunakan sesuai dengan SNI 2847-2013. Penampang awal beton prategang didesain berdasarkan ketentuan-ketentuan sesuai SNI 2847:2013 pasal 18. Selain itu juga dapat didesain dengan asumsi yang sesuai dengan ketentuan tinggi dimensi balok.

$$h_{\min} = \frac{L}{20} \quad (3.34)$$

3.7 Pembebanan

Penggunaan beban yang ada mengikuti peraturan yang ada di SNI 1727:2013 dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 1727:2013 Pasal 2.3.2 antara lain:

3.7.1 Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri struktur, dinding, pelat, serta berat peralatan layan (SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1).

3.7.2 Beban Hidup

Beban hidup untuk lantai ballroom adalah 4,79 kN/m², lantai hotel 1,92 kN/m², 0,96 kN/m² untuk beban atap datar.

3.7.3 Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai SNI 1726:2012, dimana gempa yang digunakan merupakan gempa dinamik, karena bangunan mempunyai ketidakberaturan horizontal. Analisis respon dinamik menggunakan 2 metode, yaitu analisis respon spectrum dan analisis respon dinamik riwayat gempa (time history).

Pada tugas akhir ini digunakan analisis gempa dengan menggunakan respon spectrum. Perhitungan nilai V , menggunakan V_{statik} , yaitu dengan rumus sebagai berikut: (SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1)

$$V = C_s \times W \quad (3.35)$$

dimana:

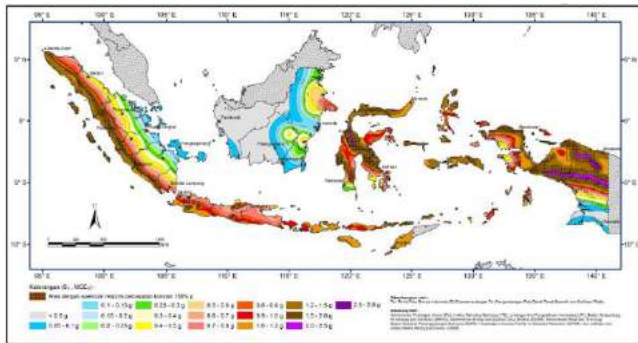
C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

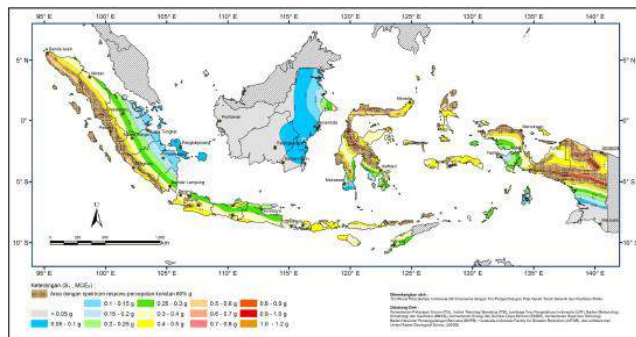
Tahapan yang dilakukan untuk memperoleh nilai V :

- Menentukan Kategori Resiko Bangunan
Penentuan kategori resiko bangunan terdapat pada **Tabel 2.6**, maka gedung Denpasar Icon termasuk dalam kategori III.
- Menentukan Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
Faktor keutamaan gempa dapat diketahui nilainya tergantung pada resiko bangunan, oleh karena kategori resiko masuk ke dalam kategori III, maka nilai I_e adalah 1,25.
- Menentukan nilai S_s dan S_1
- Nilai S_s , untuk pulau bali dapat dilihat pada **Gambar 3.2** adalah 0,95 g

- Nilai S_1 , untuk pulau bali dapat dilihat pada **Gambar 3.3** adalah 0,35 g
- Menentukan nilai F_a dan F_v sesuai **Tabel 2.8** dan **Tabel 2.9**
- Menghitung nilai S_{MS} dan S_{M1} dengan rumus pada persamaan 2.8 dan 2.9
- Menghitung S_{DS} dan S_{D1} dengan persamaan 2.10 dan 2.11
- Menghitung nilai V (geser dasar seismik)



Gambar 3.2 Peta Zona Gempa Indonesia (S_s)
(SNI 1726:2012, Gambar 9)



Gambar 3.3 Peta Zona Gempa Indonesia (S_1)
(SNI 1726:2012, Gambar 10)

3.7.4 Kombinasi

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.2.1 sehingga struktur memenuhi syarat keamanan. Kombinasi pembebanan yang digunakan pada pers 2.1, 2.2, 2.5 dan 2.7.

3.8 Analisa Struktur

Analisa struktur utama menggunakan ETABS untuk mendapatkan reaksi-reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur rangka utama. Pada analisa ini digunakan pembebanan gempa dinamik, sehingga menggunakan analisa respons dinamik sesuai ketentuan SNI 1726:2012.

3.8.1 Kontrol Permodelan Struktur

Kontrol permodelan struktur dilakukan setelah memperoleh analisa dari program bantu ETABS, hal ini dilakukan agar mengetahui desain yang dilakukan telah memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan standar yang terdapat pada peraturan. Kontrol permodelan struktur yang dilakukan sebagai berikut:

1. Melakukan pengecekan antara perhitungan manual dan perhitungan dengan menggunakan program bantu ETABS, selisih keakuratan antara kedua metode $\pm 5 \%$
2. Menghitung partisipasi massa, dengan syarat partisipasi massa $\geq 90\%$
3. Menghitung lama waktu getar (T)
4. Menghitung *Base Shear* Statik, harus memenuhi ketentuan yang ada $\pm 85\%$
5. Menghitung simpangan yang terjadi.

3.9 Perencanaan Struktur

Perencanaan struktur yang digunakan merupakan konsep desain yang hendak digunakan pada perhitungan perencanaan gedung.

3.9.1 Desain Struktur Utama Non Pratekan

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan ETABS dilakukan kontrol desain serta penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang terdapat pada SNI 2847:2013.

Kontrol desain dilakukan untuk analisa struktur bangunan, sehingga memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan standar yang terdapat pada pertauran. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (servisability) dan beban ultimate. Apabila desain memenuhi, maka dilanjutkan ke output gambar. Jika tidak memenuhi, maka harus mendesain ulang dimensi struktur bangunan.

3.9.2 Analisa Struktur Utama Pratekan

Dalam perencanaan beton pratekan pada Tugas Akhir ini, langkah-langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut :

3.9.2.1 Gaya Pratekan

Penentuan gaya prategang awal berpengaruh pada momen total, gaya tersebut kemudian akan disalurkan ke penampang. Gaya prategang mempengaruhi tendon dan baja sesuai dengan esentrisitas yang digunakan (Lin & Burns, 2000)

$$\sigma_{ct,b} = \frac{F}{A} \pm \frac{F.e}{w_{t,b}} \pm \frac{M_{DL}}{w_{t,b}} \pm \frac{M_{LL}}{w_{t,b}} \quad (3.36)$$

Dimana :

F = gaya prategang yang diberikan

A = luasan penampang beton

E = eksentrisitas antara kabel prategang dengan sumbu netral

- beton
- W = momen resisten beton (I/y)
- M_{DL} = Momen yg terjadi akibat beban mati
- M_{LL} = Momen yang terjadi akibat beban hidup

3.9.2.2 Pemilihan Tendon Baja Pratekan

Pemilihan tendon baja pratekan sangat dipengaruhi oleh gaya pratekan yang ada. Pemilihan tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin yang berlaku pada SNI 2847:2013 Pasal 18.5.1.

- Tegangan baja yang digunakan tidak boleh melampaui nilai berikut :

- a. Tegangan ijin saat penarikan kabel (*Jacking*)

$$0,94f_{py} \text{ atau } < 0,8f_{pu} \quad (3.37)$$

dan nilai maksimum direkomendasikan pabrik yang membuat tendon pratekan dan perangkat angkut.

- b. Tegangan ijin pada saat segera setelah peralihan gaya pratekan:

$$0,70 f_{pu} \quad (3.38)$$

- Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

- a. Tegangan ijin pada saat pemberian gaya pratekan (sebelum kehilangan):

$$0.60f_{ci} \quad (\text{Tegangan tekan serat terluar}) \quad (3.39)$$

$$0.5\sqrt{f_{ci}} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar}) \quad (3.40)$$

Dimana: f'_{ci} = kuat tekan beton saat jacking

- b. Tegangan ijin pada saat beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan :

$$0.45f'_c \quad (\text{Tegangan tekan serat terluar})$$

$$ft \leq 0.62\sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas U})$$

$$0.62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas T})$$

$$ft > \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas C})$$

Setelah memilih tendon baja pratekan, maka dilanjutkan dengan menentukan tata letak kabel sesuai dengan batas yang telah ditetapkan pada peraturan SNI 2847:2013. Tata letak kabel sangat ditentukan oleh jenis kabel yang digunakan, agar tidak melebihi batas yang telah ditetapkan.

3.9.2.3 Kehilangan Pratekan

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon pada saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu :

1. Kehilangan segera (Kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada komponen balok pratekan, yang terdiri dari:

a. Kehilangan akibat pengangkuran (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkuran, sebagai berikut :

$$\Delta = \frac{Srata-rata}{\Delta a} \times 100\% \quad (3.41)$$

$$\Delta a = \frac{\sigma L}{Es} \quad (3.42)$$

dimana:

Δ = kehilangan gaya prategang (%)

Δa = deformasi pada angkur

σ = tegangan pada beton

Es = modulus elastisitas baja prategang

L = panjang kabel

$Srata^2$ = harga rata-rata slip angkur (2.5mm)

b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b).

Perhitungan kehilangan pratekan akibat perpendekan elastis, sebagai berikut:

$$ES = Kes \times n \times F_{cir} \quad (3.43)$$

dimana:

Kes = 1 untuk komponen pratarik 0.5 untuk komponen pasca tarik (digunakan)

n = Perbandingan modulus elastisitas beton dan baja (Es/Ec)

Es = Modulus elastisitas baja

Es = Modulus elastisitas beton

F_{cir} = Tegangan pada penampang beton (Fo/A)

c. Kehilangan akibat gesekan (*Woble Effect*) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2.2)

Perhitungan kehilangan pratekan akibat gesekan, sebagai berikut:

$$P_s = P_x \cdot e^{-\Sigma(\mu\alpha_i + KL_i)} \quad (3.44)$$

$$\Delta = (1 - e^{-\mu\alpha - KL}) \times 100\% \quad (3.45)$$

$$\alpha = 8 \times \frac{f}{L} \quad (3.46)$$

dimana:

P_s = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat *friction*

P_x = Gaya awal prategang di tengah bentang

K = Koefisien *Woble Effect*, sesuai **Tabel 3.2**

L = Panjang bersih balok

α = Sudut kelengkungan

μ = Koefisien gesekan

f = Fokus tendon (eksetrisitas dari c.g.s)

Tabel 3.2 Koefisien Friksi (μ) dan *Woble Effect* (K)

Type Tendon	Wobble effect Coefficient		Curvature Coefficient
	K/foot	K/meter	μ /radial
Tendon in flexible metal sheathing:			
-Wire tendon	0.0010-0.0015	0.0033-0.0049	0.15-0.25
-7-wires strand	0.0005-0.0020	0.0016-0.0066	0.15-0.25
-High-strength bars	0.0001-0.0006	0.0003-0.0020	0.08-0.30
Tendon in Rigid Metal Duct			
7-wires strand	0.0002	0.00066	0.15-0.25
Pregreased tendons			
Wire tendons and 7-wire strand	0.0003-0.0020	0.0010-0.0066	0.05-0.15
Mastic-Coated Tendons			
Wire tendons and 7-wire strand	0.0010-0.0020	0.0033-0.0066	0.05-0.15

(Lin & Burns, 2000)

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Kehilangan ini perlu diperhitungkan untuk desain cor monolit, karena pada saat jacking beton terkekang oleh kolom. Kehilangan ini didasarkan pada sistem pengecoran *cast in place*.

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h} \quad (3.47)$$

dimana:

M_B dan M_A = Momen muka kolom pada titik A dan B akibat gaya P yang bekerja

h = tinggi kolom

2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah:

a. Kehilangan akibat rangkak (SNI 2847:2013 Pasal 18.6.1.c)

Perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkak, sebagai berikut :

- Bounded Tendon

$$CR = K_{cr} \cdot \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \cdot [f_{cir} - f_{cds}] \quad (3.48)$$

dimana :

K_{cr} = 2 untuk pratarik 1,69 untuk pascatarik (digunakan)

f_{cds} = tegangan beton didaerah c.g.s akibat beban tetap (dead load)

f_{cir} = tegangan beton didaerah c.g.s akibat gaya awal pratekan

b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 Pasal 20.6.1.d)

Untuk komponen pascatarik dihitung dengan rumus :

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \cdot \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \quad (3.49)$$

dimana :

$\frac{V}{S}$ = $\frac{V}{S}$ adalah *ratio volume* dan S adalah luas permukaan

Koefisien $0,06 \frac{V}{S}$, dalam satuan inci = $0,0236 \frac{V}{S}$ dalam satuan cm.

K_{sh} = 1 untuk metode pratarik

Untuk metode pascatarik ditentukan dalam table dibawah ini. (digunakan)

RH = Kelembaban relatif udara sekitar

Tabel 3.3 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik

K_{SH}	Waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang (hari)
0.92	1
0.85	3
0.8	5
0.77	7
0.73	10
0.64	20
0.58	30
0.45	60

(Lin & Burns, 2000)

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 Pasal 18.6.1.3)

Perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja, sebagai berikut:

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] \times C \quad (3.50)$$

dimana:

K_{re} = Koefisien Relaksasi baja, terdapat pada **Tabel 3.4**

J = Koefisien Relaksasi, terdapat pada **Tabel 3.4**

SH = Kehilangan pratekan akibat susut

CR = Kehilangan pratekan akibat rangkai

ES = Kehilangan pratekan akibat perpendekan elastis

C = Koefisien batang *stress relieved*

Tabel 3.4 Nilai K_{re} dan J

Tipe Tendon	K_{re} (psi)	J
Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 270	20.000	0,15
Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 250	18.500	0,14
Kabel wires stress-relieved mutu 240 atau 235	17.600	0,13
Kabel strand relaksasi rendah mutu 270	5000	0,04
Kabel wires relaksasi rendah mutu 250	4630	0,037
Kabel wires relaksasi rendah mutu 240 atau 235	4400	0,035
Bar relaksasi rendah mutu 145 atau 160	6000	0,05

(Lin & Burns, 2000)

Tabel 3.5 Nilai C

f_{st}/f_{pu}	Tegangan Kabel	Tegangan Batang (Bar) atau Kabel Relaksasi Rendah
0,80		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33

(Lin & Burns, 2000)

3.9.2.4 Kontrol Momen Nominal

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada saat penampang mencapai kuat nominal (f_{ps}) yang menghasilkan nilai momen nominal. Nilai f_{ps} pada balok dihitung dengan rumus pada SNI 2847:2013 Pasal 18.7.

Momen nominal merupakan momen batas yang dimiliki oleh penampang beton yang fungsinya menahan momen ultimate dan momen retak yang terjadi. Momen nominal dapat dihitung dengan rumus, sebagai berikut:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - 0.59 \frac{A_{ps} f_{ps}}{b f'_c} \right) \quad (3.51)$$

Dengan syarat :

$$\phi M_n > M_u \quad ; \quad \phi M_n > 1.2 M_{cr}$$

dimana:

M_n = Momen nominal

M_u = Momen ultimate ($1.2 M_D + 1.6 M_L$)

A_{ps} = luasan tendon prategang

f_{ps} = tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat nominal

d_p = jarak penampang baja ke serat atas beton

b = lebar penampang beton

f'_c = mutu beton

ϕ = angka reduksi (0.9)

3.9.2.5 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut

$$1.2 M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n$$

dimana :

M_{cr} = momen retak yang terjadi pada balok prategang

M_u = momen *ultimate* balok prategang

M_n = Kapasitas penampang

Φ = Faktor reduksi

3.9.2.6 Kontrol Momen Retak

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retakan-reatakan kecil pertama pada balok beton prategang yang dihitung dengan teori elastic, dengan menganggap bahwa retakan mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya (f_r). Momen retak dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$M_{cr} = M_1 + M_2 \quad (3.52)$$

$$M_1 = F \times (e + Kt) \quad (3.53)$$

$$M_2 = F_r \times Wb \quad (3.54)$$

$$F_r = 0,7\sqrt{f'_c} \quad (3.55)$$

dimana:

M_{cr} = Momen Crack

F = gaya prategang pada saat servis

e = eksentrisitas tendon terhadap garis netral penampang beton

Kt = daerah kern diatas sumbu netral beton

f_r = tegangan tarik pada serat terluar beton

Wb = momen resisten bawah (I/Yb)

3.9.2.7 Kontrol Lentur

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap yang kritis, baik pada saat jacking atau tahap beban layan. Hal ini bertujuan untuk mengetahui apakah dimensi dari balok mampu untuk memikul tegangan yang diberikan, dimana tegangan ijin yang diberikan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal.18.4.1).

$$\sigma_{ct,b} = -\frac{F}{A} \mp \frac{F.e}{Wt,b} \pm \frac{M_{DL}}{Wt,b} \pm \frac{M_{LL}}{Wt,b} \leq \sigma_{ijin\ ct,b} \quad (3.56)$$

dimana :

$\sigma_{ct,b}$ = Tegangan lentur yang terjadi pada serat atas dan bawah

F = Gaya pratekan efektif setelah kehilangan

A = Luas penampang

Wt, b = Modulus elastis penampang

e = Eksentrisitas dari garis netral beton pratekan (c.g.c) ke tendon baja (c.g.s)

M_{DL} = Momen akibat berat sendiri

M_{LL} = Momen akibat beban hidup

$\sigma_{ijin\ ct,b}$ = Tegangan ijin sesuai ketentuan pada SNI.

3.9.2.8 Kontrol Geser

Kontrol geser dan perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.3.1, dimana dapat digunakan dua perumusan yaitu perumusan secara umum dan perumusan secara rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

Rumus untuk perhitungan kontrol geser, sebagai berikut:

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.57)$$

dimana

$$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'c} + 4.8 \frac{V_u.dp}{Mu} \right) \times bw \times d \quad (3.58)$$

serta V_c harus memenuhi persyaratan berikut :

$$0,17\lambda\sqrt{f'c}.bw.d \leq V_c \leq 0,42\lambda\sqrt{f'c}.bw.d \quad (3.59)$$

Bila diperlukan perhitungan geser secara rinci , dapat digunakan ketentuan SNI 2847:2013 Pasal 11.3.31 dan 11.3.3.2 dengan V_c harus terkecil dari V_{ci} dan V_{cw}

$$V_{ci} = \left(0.05\lambda\sqrt{f'c}.bw.dp + V_d + \frac{V_{i.Mcro}}{M_{max}} \right) \quad (3.60)$$

dimana $dp \geq 0.8h$ dan

$$V_{ci} \geq 0,17\lambda\sqrt{f'c}.bw.d \quad (3.61)$$

dengan ,

$$M_{cro} = \frac{I}{y_t} \left(0.05\lambda\sqrt{f'c} + f_{pe} - f_d \right) \quad (3.62)$$

Dan nilai-nilai M_{max} dan V_i harus dihitung dari kombinasi beban yang menimbulkan momen maksimum pada penampang yang ditinjau.

V_{cw} harus dihitung dengan:

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})bw.dp + V_p \quad (3.63)$$

dimana:

V_c = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

V_u = Kuat geser ultimate dari kombinasi beban yang ada

V_{ci} = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadi keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser

V_{cw} = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadi keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang

V_d = Gaya geser pada penampang akibat beban mati tidak terfaktor

V_i = Gaya geser terfaktor pada penampang akibat beban luar yang terjadi bersamaan dengan M_{max}

V_p = Komponen vertikal gaya pratekan efektif pada penampang

I = Momen inersia penampang yang menahan beban luar terfaktor yang bekerja

y_t = Garis netral

bw = Lebar badan / garis tengah penampang

D = Jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik

M_{cro} = Momen yang menyebabkan terjadinya retak lentur pada penampang akibat beban luar

M_{max} = Momen terfaktor maksimum pada penampang akibat beban luar

f_d = Tegangan akibat beban mati tak terfaktor, pada serat terluar penampang dimana tegangan tarik disebabkan oleh beban luar

f_{pc} = Tegangan tekan pada beton setelah kehilangan pada titik

berat penampang yang menahan beban luar atau pertemuan antara badan dan flens jika titik berat terletak dalam flens
 f_{pe} = Tegangan tekan pada beton akibat gaya pratekan efektif saja setelah memperhitungkan kehilangan pada serat terluar penampang dimana tegangan tarik terjadi akibat beban luar

3.9.2.9 Kontrol Lendutan

Lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. Berikut adalah kontrol lendutan yang harus dilakukan yaitu:

a. Lendutan akibat tekanan tendon

Perhitungan lendutan akibat tekanan tendon dapat dihitung, sebagai berikut:

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (3.64)$$

Dengan nilai P_o sebesar

$$P_o = \frac{8 \times F_o \times f}{l^2} \quad (3.65)$$

dimana:

P_o = Gaya Pratekan (N)

f = Fokus tendon (eksentrisitas dari c.g.s)

l = panjang efektif (mm)

E_c = Modulus elastisitas beton (MPa)

I = Inersia balok (mm^4)

b. Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok

Eksentrisitas terhadap c.g.c pada letak tendon menyebabkan lendutan kearah bawah (karena menyebabkan momen negatif)

$$\Delta l_{me} = \frac{P_o \times e \times l^2}{8 \times E_c \times I} \quad (3.66)$$

dimana:

P_o = Gaya Pratekan (N)

e = eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok (mm)

l = panjang efektif (mm)

E_c = Modulus elastisitas beton (MPa)

I = Inersia balok (mm^4)

c. Lendutan akibat beban sendiri

Berat sendiri menyebabkan balok terletak kebawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (3.67)$$

dimana:

q_o = Beban terbagi merata (N/m)

e = eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok (mm)

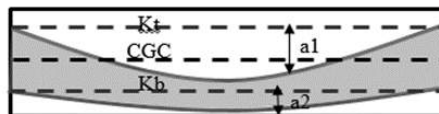
l = panjang efektif (mm)

E_c = Modulus elastisitas beton (MPa)

I = Inersia balok (mm^4)

3.9.2.10 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel adalah daerah batas dimana tendon dapat diletakkan. Tegangan tarik pada serat beton terjauh akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan persyaratan yang ada. Oleh karena itu diperlukan daerah batas pada penampang beton dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada penampang beton.



Gambar 3.4 Daerah Limit kabel
(Hendra, 2015)

dimana :

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{M_{max}}{F} \quad (3.68)$$

$$a_2 \text{ (bawah)} = \frac{M_{min}}{F_o} \quad (3.69)$$

3.9.2.11 Pengangkuran

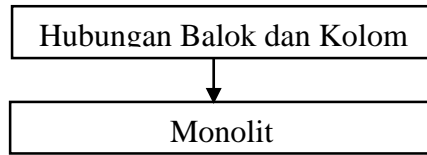
Kegagalan pada balok pratekan pasca tarik bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global disyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 18.13.2.2 Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai SNI 2847:2013 Pasal 18.13.1.2.

Daerah pengangkuran dianggap tersusun dari dua buah daerah, yaitu:

- a. Daerah local : Prisma persegi (atau prisma persegi ekuivalen untuk angkur oval) dari beton yang langsung mengelilingi alat angkur dan sebagian tulangan pengekang,
- b. Daerah umum : Daerah tempat pengangkuran dimana gaya prategang terpusat disalurkan ke beton dan disebarkan secara merata pada seluruh penampang.

3.10 Sistem Hubungan Balok Kolom

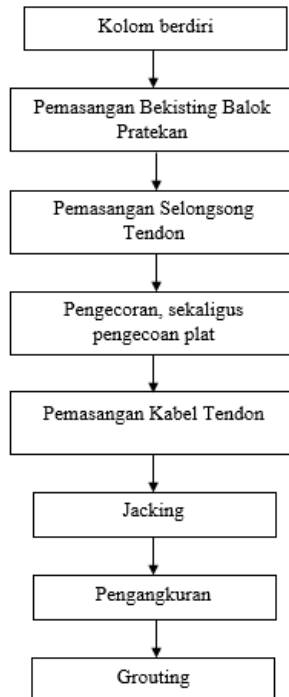
Sistem yang digunakan untuk balok pratekan dengan kolom yaitu sistem monolit, struktur monolit merupakan salah satu dari tiga penentu komponen struktur puntir (SNI 2847:2013 Pasal 13.7.5.1). Struktur monolit diasumsikan mampu menahan geser vertikal, akan tetapi desain harus dengan bentuk penampang yang sama (SNI 2847:2013 Pasal 17.4.2).



Gambar 3.5 Bagan Hubungan Balok Kolom

3.10.1 Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit

Balok pratekan dengan sistem hubungan balok-kolom monolit dan menggunakan metode *post-tension*. Urutan pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

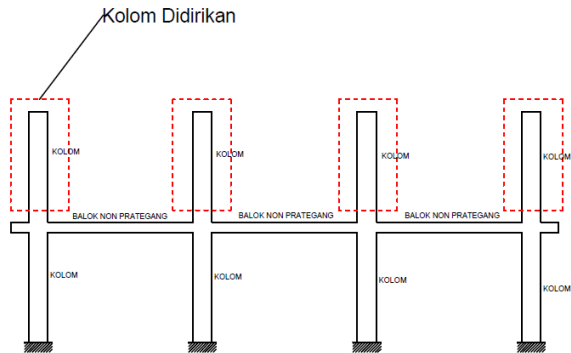


Gambar 3.6 Bagan Pengerjaan Balok Pratekan

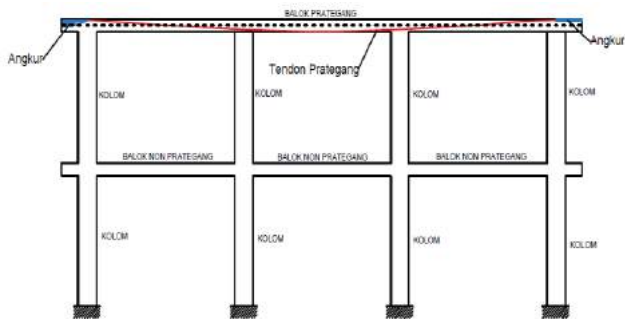
Penjelasan :

- a. Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahanya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri **Gambar 3.7 (a).**
- b. Bekisting beton pratekan dipasang, lalu dipasang pipa selongsong lentur yang dibuat dari plastic atau metal, yang akan menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakaan didalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya.
- c. Kemudian karena pekerjaannya dilakukan dengan metode cor ditempat, maka beton langsung di cor, pengecoran ini dapat dilakukan sekaligus dengan pengecoran pelat lantai selebar b.effektif. Pengecoran harus tetap menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.
- d. Setelah itu, tendon dimasukkan ke dalam pipa selongsong yang sudah disiapkan.
- e. Tendon tersebut kemudian ditarik (*jacking*) di satu ujung dan ujung satunya. Pada saat penarikan tendon ini, sudah terjadi kehilangan gaya-gaya prategangnya. Dengan demikian *jacking* harus sudah mempertimbangkan hal-hal yang menyangkut kehilangan tersebut.
- f. Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon.
- g. Kemudian proses grouting, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.

a. Segmen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.



(a)



(b)

Gambar 3.7 Metode Pelaksanaan Hubungan Balok-Kolom
Sistem Monolit (a) Pekerjaan Kolom Sistem Monolit
(b) Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Monolit

3.11 Perencanaan Pondasi

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, maka kita harus meneruskan beban tersebut ke struktur bawah (pondasi). Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur bawah adalah :

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari daya dukung tanah
3. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (dalam Tugas Akhir ini digunakan pondasi grup tiang pancang)
4. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi.
5. Merencanakan pile cap

3.12 Gambar

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non pratekan, struktur utama pratekan, dan pondasi dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang ada.

3.13 Kesimpulan dan Saran

Menarik kesimpulan dari hasil Tugas Akhir ini, serta memberikan saran mengenai Tugas Akhir ini.

BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Design

4.1.1 Umum

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. Preliminary desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, balok pratekan, pelat, dan kolom. Sebelum melakukan preliminary baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

4.1.2 Data Perencanaan

Perencanaan Gedung Denpasar Icon menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu:

- Tipe Bangunan : Gedung Rumah Sakit,
Hotel dan Mall
- Lokasi : Jl. Padma, Desa
Penatih, Kecamatan Denpasar
Utara, Provinsi Bali
- Ketinggian Lantai :
 - Basement (B1-B3) : 4 m
 - Podium Lantai 1-3 : 4,5 m
 - Lantai 4-25 : 4 m
- Luas Bangunan : 1587 m²
- Tinggi Total Bangunan : ± 113,50 m
- Mutu Beton (f'_c) : 40 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 400 Mpa
- Data Tanah : Terlampir
- Data Gambar : Terlampir

4.1.3 Pembebanan

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (SNI 1727:1989)
 - Berat sendiri beton bertulang : 24 kN/m³
 - Adukan finishing : 0,21 kN/m³
 - Tegel : 0,24 kN/m²
 - Dinding bata ringan : 4,9 kN/m³
 - Plafond : 0,11 kN/m²
 - Penggantung : 0,07 kN/m²
 - Pumbing + ducting : 0,30 kN/m²
- Beban Hidup
 - Lantai atap : 0,96 kN/m²
 - Lantai ballroom : 4,79 kN/m²
 - Lantai hotel : 1,92 kN/m²
 - Lantai rumah sakit : 2,87 kN/m²
 - Lantai mall : 6,00 kN/m²
 - Lantai Basement : 1,92 kN/m²
 - Pelat tangga : 4,79 kN/m²

2. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012

4.1.4 Perencanaan Balok

4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk

Penentuan tinggi balok minimum (h.min) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. (tabel 9.5(a) Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung).

Persamaan 3.19: (untuk fy selain 420 MPa)

$$h = \frac{l}{16} \times \left(0.4 + \frac{fy}{700} \right)$$

Persamaan 3.20:

$$b = \frac{2}{3} \cdot h$$

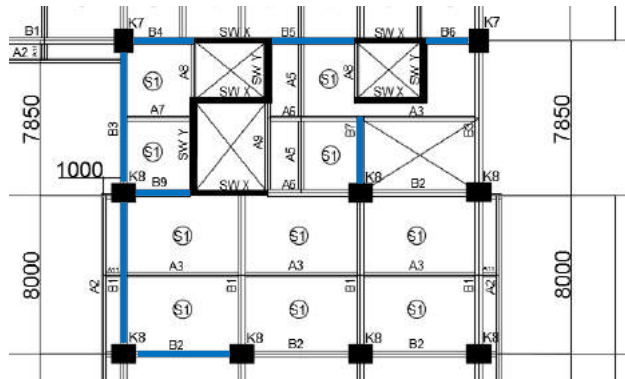
Dimana:

l = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang bervariasi pada arah memanjang dan melintang yaitu pada gambar.



Gambar 4.1 Variasi Balok pada Gedung Denpasar *Icon*

Dari **Gambar 4.1** dapat dilihat variasi balok yang ditinjau, sehingga diperoleh dimensi balok induk seperti **Tabel 4.1**:

Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

No	Bentang (mm)	Arah	h.min (mm)	b.min (mm)	Dimensi	
					b (mm)	h (mm)
B1	8000	Memanjang	486	324	350	500
B2	6000	Melintang	365	244	350	500
B3	7850	Memanjang	477	318	350	500
B4	3550	Melintang	216	144	350	500
B5	4350	Melintang	265	177	350	500
B6	2800	Melintang	170	114	350	500
B7	3900	Memanjang	237	158	350	500
B8	4000	Melintang	243	162	350	500

B9	3550	Melintang	216	144	350	500
----	------	-----------	-----	-----	-----	-----

Dapat disimpulkan dari **Tabel 4.1**, dimensi balok induk memanjang dan melintang adalah 35/50

4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak untuk mutu beton 40 MPa dan mutu baja 400 MPa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan:

$$h_{\min} = \frac{l}{21} \times \left(0.4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h$$

Dimana :

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Dimensi balok anak dengan panjang yang berbeda diperoleh sebagai berikut

Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

No	Bentang (mm)	Arah	h.min (mm)	b.min (mm)	Dimensi	
					b (mm)	h (mm)
1	6000	Memanjang	278	186	250	400
2	8000	Memanjang	371	248	250	400
3	6000	Melintang	278	186	250	400

Dapat disimpulkan dari **Tabel 4.2**, dimensi balok anak memanjang dan melintang adalah 25/40

4.1.4.3 Perencanaan Balok Kantilever

Perencanaan dimensi balok kantilever untuk mutu beton 40 MPa dan mutu baja 400 MPa digunakan perumusan:

$$h_{\min} = \frac{l}{8} \times \left(0.4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h$$

Dimana:

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Dimensi balok kantilever pada gedung Denpasar Icon adalah sebagai berikut:

Tabel 4.3 Rekapitulasi Dimensi Balok Kantilever

No	Bentang (mm)	h.min (mm)	b.min (mm)	Dimensi	
				b (mm)	h (mm)
1	1000	122	82	250	400

Dapat disimpulkan dari **Tabel 4.3**, dimensi balok kantilever adalah 25/40.

4.1.4.4 Perencanaan Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan pada preliminary desain direncanakan sebagai berikut:

$$h_{\min} = \frac{l}{20}$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h$$

Dimana :

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Balok pratekan yang direncanakan memiliki L = 18000 mm, sehingga diperoleh perencanaan

$$h_{\min} = \frac{l}{20} = \frac{18000}{20} = 900 \text{ mm} = 90 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 900 \text{ mm} = 600 \text{ mm} = 60 \text{ cm}$$

Karena dimensi diatas terlalu boros, sehingga direncanakan balok pratekan dengan dimensi 50/70.

4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu :

Gambar 4.4 Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari atau sama dengan 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar pemikul bagian yang lebih pendek.

Gambar 4.5 Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut.

Permodelan struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen, dimana pelat difokuskan hanya menerima beban gravitasi. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis.

Perhitungan dimensi pelat berdasarkan syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3.

Untuk $\alpha_m \leq 0,2$ menggunakan pasal 9.5(3(2))

Untuk $0,2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum plat harus memenuhi

$$h_1 = \frac{L_n \times \left[0.8 + \frac{f_y}{1500} \right]}{36 + 5\beta[\alpha_m - 0.2]} \text{ dan tidak boleh kurang dari 120 mm}$$

Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum plat harus memenuhi

$$h_2 = \frac{L_n \times \left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

L_n = Panjang bentang bersih

S_n = Lebar bentang bersih

f_y = Tegangan Leleh Baja

β = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

α_m = Nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi – tepi dari suatu panel

Harga α_m didapat dari:

$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{plat} I_{plat}}$$

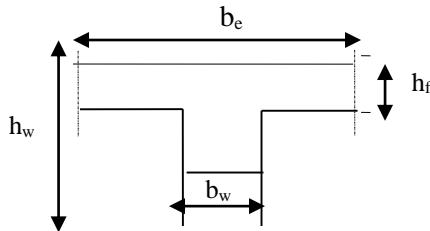
$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n}$$

$$I_{plat} = Ly \times \frac{hf^3}{12}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right)x\left(\frac{h_f}{h_w}\right)x\left[4 - 6\left(\frac{h_f}{h_w}\right) + 4\left(\frac{h_f}{h_w}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right)x\left(\frac{h_f}{h_w}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right)x\left(\frac{h_f}{h_w}\right)}$$

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok :

Balok Tengah:

$$\text{Nilai } be_1 = \frac{1}{4} \times L$$

$$be_2 = b_w + 8t$$

$$be_3 = b_w + \frac{1}{2} S$$

dari kedua nilai be tersebut diambil yang terkecil.

4.1.5.1 Data Perencanaan Tebal Pelat lantai

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan 2 tipe pelat dengan spesifikasi sebagai berikut:

- Mutu beton : 40 Mpa
- Mutu baja : 400 Mpa
- Rencana tebal pelat lantai dan atap : 12 cm
- Rencana tebal pelat basement : 12 cm

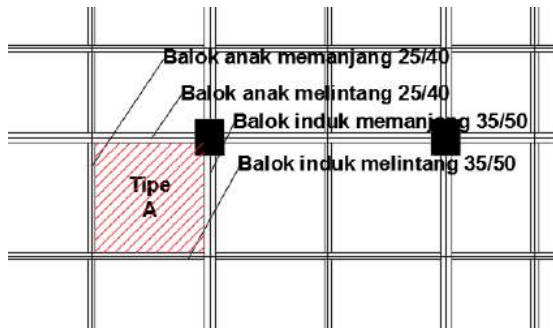
4.1.5.2 Perhitungan Lebar Efektif Pelat

(Semua jenis pelat lantai dan atap sama untuk semua sisi)

$\beta < 2$ tulangan dua arah

β = rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah.

Pada gedung Denpasar Icon terdapat 5 jenis tipe pelat lantai, berikut merupakan contoh perhitungan pelat Tipe A.



Gambar 4.2 Dimensi dan Letak Pelat yang Direncanakan

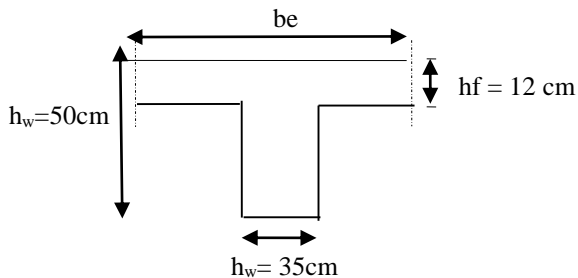
Daerah yang diarsir pada **Gambar 4.2** menunjukkan pelat yang ditinjau, maka didapat:

$$L_n = 400 \text{ cm} - \left(\frac{35}{2} + \frac{25}{2} \right) = 370 \text{ cm}$$

$$S_n = 400 \text{ cm} - \left(\frac{35}{2} + \frac{25}{2} \right) = 370 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_{yn}}{L_{xn}} = \frac{370}{370} = 1 < 2 \quad (\text{Pelat 2 arah})$$

Balok induk memanjang (35 x 50), $L_y = 400 \text{ cm}$



$$\begin{aligned}
 be_1 &= \frac{1}{4} \times L &= \frac{1}{4} \times 370 = 92,5 \text{ cm} \\
 be_2 &= bw + 8t &= 35 + 8.12 = 131 \text{ cm} \\
 be_3 &= bw + \frac{1}{2} S &= 35 + \frac{1}{2} .370 = 220 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dipakai $be = 92,5 \text{ cm}$.

$$K = \frac{1 + \left(\frac{92,5}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{50}\right) \times \left[4 - 6\left(\frac{12}{50}\right) + 4\left(\frac{12}{50}\right)^2 + \left(\frac{92,5}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{50}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{92,5}{35} - 1\right) \times \left(\frac{12}{50}\right)} = 1,27$$

$$I_{\text{balok}} = K \cdot bw \cdot \frac{h_w^3}{12} = 1,27 \times 35 \times \frac{50^3}{12} = 466570 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{plat}} = Ly \cdot \frac{h_f^3}{12} = 370 \times \frac{12^3}{12} = 53280 \text{ cm}^4$$

Karena $E_{\text{balok}} = E_{\text{c plat}}$

$$\alpha = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{plat}}} = \frac{466570}{53280} = 8,757$$

Dengan cara yang sama untuk balok induk melintang , balok anak memanjang dan balok anak melintang maka didapat nilai α sebagai berikut

$$\text{Balok induk memanjang} = 8,757$$

$$\text{Balok induk melintang} = 8,757$$

$$\text{Balok anak melintang} = 4,041$$

$$\text{Balok anak memanjang} = 4,041$$

$$\text{Jadi } \alpha_m = \frac{1}{4} \times (8,757 + 8,757 + 4,041 + 4,041) = 6,39 > 2$$

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5(3(3)) yang mana $\alpha_m \geq 2$ maka ketebalan plat minimum adalah

$$h = \frac{370 \left(0.8 + \frac{400}{1400}\right)}{36 + 9 \times 1} = 9,92 \text{ cm}$$

Untuk perhitungan pelat Tipe B, C, D dan E sama seperti perhitungan pada Tipe A, didapatkan hasil sebagai berikut:

Pelat Tipe B:

Nilai α sebagai berikut:

$$\text{Balok induk memanjang} = 3,461$$

$$\text{Balok induk melintang} = 2,665$$

$$\text{Balok anak melintang} = 1,813$$

$$\text{Balok anak memanjang} = 1,594$$

$$\text{Jadi } \alpha_m = \frac{1}{4} \times (3,461 + 2,665 + 1,813 + 1,594) = 2,383 > 2$$

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5(3(3)) yang mana $\alpha_m \geq 2$ maka ketebalan plat minimum adalah

$$h = \frac{370 \left(0.8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9 \times 1,37} = 8.311 \text{ cm}$$

Pelat Tipe C:

Nilai α sebagai berikut:

$$\text{Balok induk memanjang} = 3,461$$

$$\text{Balok induk melintang} = 4,743$$

$$\text{Balok anak melintang} = 1,594$$

$$\text{Balok anak memanjang} = 1,594$$

$$\text{Jadi } \alpha_m = \frac{1}{4} \times (3,461 + 4,743 + 1,594 + 1,594) = 3,635 > 2$$

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5(3(3)) yang mana $\alpha_m \geq 2$ maka ketebalan plat minimum adalah

$$h = \frac{270 \left(0.8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9 \times 1} = 6,514 \text{ cm}$$

Pelat Tipe D:

Nilai α sebagai berikut:

Balok induk memanjang = 4,749

Balok induk melintang = 2,665

Balok anak melintang = 2,003

$$\text{Jadi } \alpha_m = \frac{1}{4} \times ((2 \times 4,749) + 2,665 + 2,003) = 3,021 > 2$$

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5(3(3)) yang mana $\alpha_m \geq 2$ maka ketebalan plat minimum adalah

$$h = \frac{565 \left(0.8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9 \times 1,527} = 12,332 \text{ cm}$$

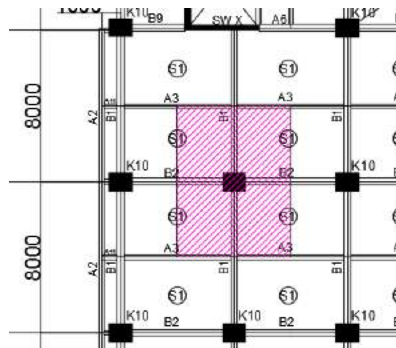
Untuk faktor kenyamanan gunakan tebal pelat lantai 12 cm. Tebal rencana pelat 12 cm memenuhi persyaratan tebal minimum.

4.1.5.3 Perencanaan Pelat Atap dan Basement

Pelat atap yang direncanakan memiliki ukuran yang sama dengan pelat lantai maka dengan cara yang sama didapat ketebalan pelat atap direncanakan sama yaitu 12 cm. Sedangkan pelat basemen yang direncanakan memiliki ketebalan yaitu 12 cm karena bebannya lebih besar (beban parkir).

4.1.6 Perencanaan Kolom

Kolom yang direncanakan harus mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.



Gambar 4.3 Kolom yang Ditinjau sebagai Desain Awal

Pada **Gambar 4.3**, terlihat kolom yang akan direncanakan memikul beban pada luasan pelat ukuran 8000 x 6000 dari seperempat masing-masing luasan pelat yang diatasnya.

Direncanakan:

Tebal Pelat = 12 cm = 120 mm

Tinggi tiap lantai = 400 cm

Dimensi balok 35/50

Pembebanan pada kolom berdasarkan SNI 1727:1989 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 untuk beban hidup, yang diberikan di tiap lantaina sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 5 tingkatnya.

Untuk beban hidup kolom diijinkan untuk beban hidup tereduksi berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.8 dengan syarat komponen struktur yang memiliki $K_{LL}.A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$ dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$A_{TT} = 8 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 48 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2 \text{ (OK)}$$

$$K_{LL} = 4 \times 48 \text{ m}^2 = 192 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2 \text{ (OK)}$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap

Beban mati	Berat sendiri	b	L	t	lantai	Berat	Satuan
Pelat lantai 25 (12 cm)	2400	8	6	0.12	5	69120	kg
Penggantung	7	8	6	-	5	1680	kg
Plafon	11	8	6	-	5	2640	kg
Balok induk melintang (35/50)	2400	0.35	6	0.5	5	12600	kg
Balok induk memanjang (35/50)	2400	0.35	8	0.5	5	16800	kg
Balok anak melintang (25/40)	2400	0.25	6	0.4	5	7200	kg
Balok anak melintang (25/40)	2400	0.25	6	0.4	5	7200	kg
Dinding bata ringan	82.5	14	-	4	5	23100	kg
Tegel	24	8	6	1	5	5760	kg
Spesi (2 cm)	42	8	6	1	5	10080	kg
Ducting and plumbing	30	8	6	1	5	7200	kg
WD						163380	kg
Beban hidup							
Lantai Hotel	111.32	8	6	1	5	26717.71	kg
WL						26717.71	kg
WD Total						190956	kg
WL Total						30774.28	kg

Jadi berat total:

$$W = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ = 278386.0522 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi : } A = 3 * \frac{P}{fc'} = 3 * \frac{278386,052}{400} = 2087,895 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = \frac{2087,895}{40} = 52,197 \text{ cm} \approx 55 \text{ cm}$$

Jadi Dimensi Kolom digunakan untuk lantai 21-25 adalah 40/55 cm.

Untuk beban pada kolom lantai 20-16 dapat di lihat pada tabel

Tabel 4.5 Beban yang Diterima Kolom Lantai 20 - 16

WD total diatasnya (kg)						190956	kg
WL total diatasnya (kg)						30774.28	kg
Pelat lantai 20-16							
Beban mati	Berat sendiri	b	L	t	x lantai	Berat	Satuan
Pelat lantai 20-16	2400	8	6	0.12	5	69120	kg
Penggantung	7	8	6	1	5	1680	kg
Plafon	11	8	6	1	5	2640	kg
Balok induk melintang (35/50)	2400	0.35	6	0.5	5	12600	kg
Balok induk memanjang (35/50)	2400	0.35	8	0.5	5	16800	kg
Balok anak melintang (25/40)	2400	0.25	6	0.4	5	7200	kg
Balok anak melintang (25/40)	2400	0.25	6	0.4	5	7200	kg
Dinding bata ringan	82.5	14	-	4	5	23100	kg
Tegel	24	8	6	1	5	5760	kg
Spesi (2 cm)	42	8	6	1	5	10080	kg
Ducting and plumbing	30	8	6	1	5	7200	kg
WD						163380	kg
Beban hidup							
Lantai Rumah sakit	166.405	8	6	1	4	31949.92	kg
Lantai Ballroom	479	8	6	1	1	22992	kg
WL						54941.92	kg
WD Total						354336	kg
WL Total						85716.21	kg

Jadi berat total:

$$W = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ = 562349,131 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi : } A = 3 * \frac{P}{f_c'} = 3 * \frac{562349,131}{400} = 4217,618 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$h = \frac{4217,618}{55} = 75 \text{ cm}$$

Jadi Dimensi Kolom digunakan untuk lantai 20-16 adalah 55/75 cm.

Dengan cara yang sama didapat dimensi kolom yang lain sebagai berikut:

- Kolom lantai 15-11 : 70/90 cm
- Kolom lantai 10-6 : 75/110 cm
- Kolom lantai 5-1 : 95/110 cm
- Kolom lantai basement 3-1 : 95/120 cm

4.1.7 Perencanaan Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan:

- Tebal dinding geser : 35 cm (arah y) dan 30 cm (arah x)
- Panjang Bentang : 6750 mm
- Tinggi : 4500 mm

$$\text{✚ } 30 \text{ cm} \geq \frac{H}{25} = \frac{450}{25} = 18 \text{ cm (OK)}$$

$$\text{✚ } 30 \text{ cm} \geq \frac{L}{25} = \frac{675}{25} = 27 \text{ cm (OK)}$$

✚ Tidak boleh kurang dari 100 mm

Jadi, tebal shearwall sebesar 30 cm telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1)

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

4.2.1 Umum

Struktur gedung dibagi menjadi dua yaitu struktur utama (primer) dan struktur sekunder. Struktur sekunder tidak menahan beban secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan akibat pembebanan yang bekerja secara langsung pada bagian tersebut, maupun perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder antara lain meliputi tangga, pelat lantai, balok lift

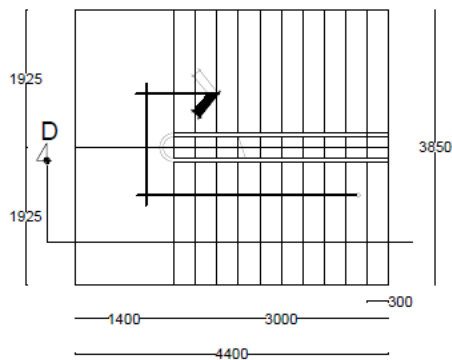
dan balok anak. Pada subbab ini akan dibahas mengenai perancangan struktur sekunder.

4.2.2 Perencanaan Tangga

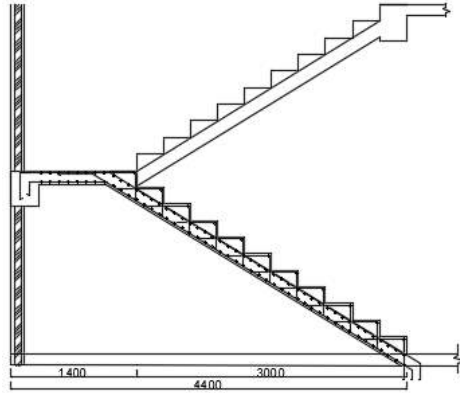
4.2.2.1 Data-data Perencanaan Tangga

Tinggi antar lantai	= 400 cm
Tinggi bordes	= 200 cm
Panjang tangga	= 300 cm
Panjang bordes	= 140 cm
Lebar bordes	= 385 cm
Tebal bordes	= 15 cm
Lebar injakan trap tangga	= 30 cm
Tinggi injakan trap tangga	= 18,5 cm
Tebal pelat tangga	= 15 cm
Dacking tulangan	= 2 cm
Mutu beton (f'_c)	= 40 MPa = 400 kg/cm ²
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
	= 4000 kg/cm ²

Denah dan potongan tangga yang akan ditinjau dapat dilihat pada **Gambar 4.4** dan **Gambar 4.5**



Gambar 4.4 Denah Tangga



Gambar 4.5 Potongan Tangga

4.2.2.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Persyaratan perhitungan tangga adalah sebagai berikut:

Tinggi injakan (t) = 18,5 cm

Jumlah tanjakan = $\frac{200}{18,5} = 11$ buah

Jumlah injakan (n) = $11 - 1 = 10$ buah

$\alpha = \arctg \left(\frac{200}{30 \times 10} \right) = 33,69^\circ$, memenuhi persyaratan
 $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$ (OK.)

4.2.2.3 Pembebanan Tangga dan Bordes

c. Pembebanan Tangga

- Beban Mati

- Pelat tangga = $\frac{0,15 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{\cos 33,69^\circ} = 432,666 \text{ kg/m}^2$
- Spesi ($t=2$) = $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Keramik ($t=1$) = $1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$
- $q_{DT} = 498,666 \text{ kg/m}^2 \times 1,925 \text{ m}$
 $= 959,932 \text{ kg/m}$
- Berat railing = 30 kg/m
- $q_{DT} = 959,932 \text{ kg/m} + 30 \text{ kg/m}$
 $= 989,932 \text{ kg/m}$

- Beban Hidup

$$q_{LT} = 479 \text{ kg/m}^2 \times 1,925 \text{ m}$$

$$= 922,075 \text{ kg/m}$$
- Kombinasi

$$= 1,2.q_{DT} + 1,6.q_{LT}$$

$$= 1,2.989,932 \text{ kg/m} + 1,6.922,075 \text{ kg/m}$$

$$q_T = 2663,239 \text{ kg/m}$$

d. Pembebanan Bordes

- Beban Mati
 - Pelat bordes $= 0,15 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi (t=2) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Keramik (t=1) $= 1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$
$$q_{DT} = 426 \text{ kg/m}^2$$
- Beban Hidup

$$q_{LT} = 479 \text{ kg/m}^2$$
- Kombinasi

$$= 1,2.q_{DT} + 1,6.q_{LT}$$

$$= 1,2. 426 \text{ kg/m}^2 + 1,6.479 \text{ kg/m}^2$$

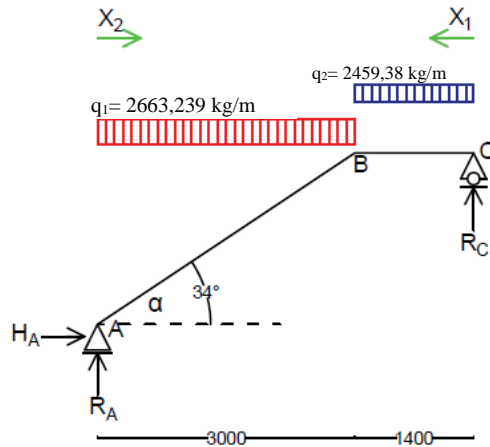
$$= 1277,6 \text{ kg/m}^2$$

$$q_T = 1277,6 \times b = 1277,6 \times 1,925$$

$$= 2459,38 \text{ kg/m}$$

4.2.2.4 Perhitungan Gaya pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan sendi-rol, dengan pembebanan tangga dan output seperti pada **Gambar 4.6**.



Gambar 4.6 Permodelan Struktur Tangga

a. Perhitungan Reaksi pada Tangga

$$\Sigma H = 0 \rightarrow H_A = 0$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_c \times 4,4 - \{(2459,38 \times 1,4)((0,5 \times 1,4)+3)\} - \{(2663,239 \times 3)(0,5 \times 3)\} = 0$$

$$R_c = \frac{24724,163}{4,4} = 5619,127 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$\Sigma M_c = 0$$

$$R_a \times 4,4 - \{(2663,239 \times 3)((0,5 \times 3)+1,4)\} - \{(2459,38 \times 1,4)(0,5 \times 1,4)\} = 0$$

$$R_a = \frac{25580,37}{4,4} = 5813,7204 \text{ kg } (\uparrow)$$

Kontrol:

$$\Sigma V = 0$$

$$5619,128 + 5813,7204 - (2663,238 \times 3) - (2459,38 \times 1,4) = 0$$

$$0 = 0$$

OK

b. Perhitungan Gaya Dalam pada Tangga

• Gaya Normal

Potongan x_1

$$N_{x_1} = 0$$

Potongan x_2

Untuk :

$$\begin{aligned} x_2 = 0 \text{ m} &\rightarrow N_A = -R_a \sin 33,69^\circ \\ &= -5813,7204 \cdot \sin 33,69^\circ + 0 \\ &= -3224,872 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_2 = 3 \text{ m} &\rightarrow N_B = N_A + q \cdot 3 \cdot \sin 33,69^\circ \\ &= -3224,872 + 2663,238 \cdot 3 \sin 33,69^\circ \\ &= 1207,025 \text{ kg} \end{aligned}$$

• Gaya Lintang

Potongan x_1 ($0 \leq x_1 \leq 1,4$)

$$D_{x_1} = -R_c + q_b \cdot x_1 = -5619,128 + (2459,38 \cdot x_1)$$

Untuk:

$$x_1 = 0 \text{ m} \rightarrow D_A = -5619,128 \text{ kg}$$

$$x_1 = 1,4 \text{ m} \rightarrow D_B = -5619,128 + (2459,38 \cdot 1,4) = -2175,99 \text{ kg}$$

Potongan x_2 ($0 \leq x_2 \leq 3$)

$$\begin{aligned} D_{x_2} &= R_a \cos 33,69^\circ - q_T \cdot x_2 \cos 33,69^\circ \\ &= 5813,7204 \cos 33,69^\circ - (2663,238 \cdot x_2 \cos 33,69^\circ) \end{aligned}$$

Untuk:

$$x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow D_B = 5813,7204 \cos 33,69^\circ = 4837,308 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} x_2 = 3 \text{ m} &\rightarrow D_C = 4837,308 - (2663,238 \cdot 3 \cos 33,69^\circ) \\ &= -1810,538 \text{ kg} \end{aligned}$$

• Perhitungan Momen

Potongan x_1 ($0 \leq x_1 \leq 1,4$)

$$M_{x_1} = R_c \cdot x_1 - \frac{1}{2} q_b \cdot x_1^2$$

Untuk:

$$x_1 = 0 \text{ m} \rightarrow M_C = 0$$

$$\begin{aligned} x_1 = 1,4 \text{ m} &\rightarrow M_B = 5619,128 \cdot 1,4 - \frac{1}{2} \cdot 2459,38 \cdot 1,4^2 \\ &= 5456,587 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Potongan x_2 ($0 \leq x_2 \leq 3$)

$$M_{x_2} = R_a \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot q_T \cdot x_2^2$$

Untuk:

$$x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow M_A = 0$$

$$\begin{aligned} x_2 = 3 \text{ m} \rightarrow M_B &= 5813,7204 \cdot 3 - \frac{1}{2} \cdot 2663,238 \cdot 3^2 \\ &= 5456,587 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat :

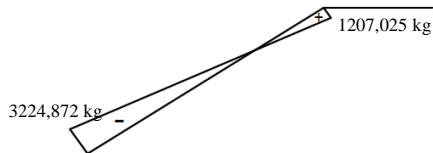
$$5813,7204 \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot 2663,238 \cdot x_2^2$$

$$D_{x_2} = 0 \rightarrow 5813,7204 - 2663,238 \cdot x_2 = 0$$

$$x_2 = \frac{5813,7204}{2663,238} = 2,18 \text{ m}$$

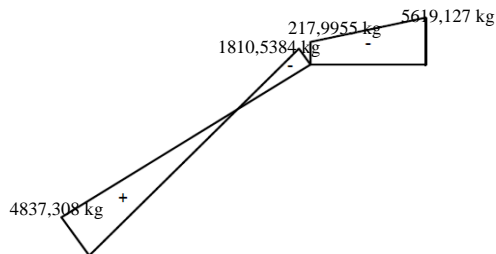
$$\begin{aligned} M_{\max} &= 5813,7204 \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot 2663,238 \cdot x_2^2 \\ &= 5813,7204 \cdot 2,18 - \frac{1}{2} \cdot 2663,238 \cdot 2,18^2 \\ &= 6345,534 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Bidang N



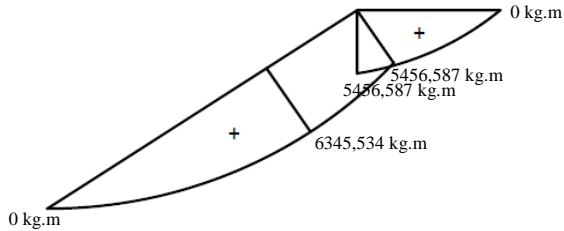
(a)

Bidang D



(b)

Bidang M



(c)

Gambar 4.7 Gaya Dalam pada Tangga**4.2.2.5 Perhitungan Tulangan Tangga**

➤ Data Perencanaan Penulangan Tangga

• **Anak Tangga:**

- f'_c : 40 MPa
- f_y : 400 MPa
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 150 - 20 - (16/2) = 122$ mm
- $\rho_{min} = 0,0018$
- $\beta_1 = 0,85 - \frac{(f_y - 28)}{28} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(40 - 28)}{28} \times 0,05$
 $= 0,764$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times B1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$
 $= \frac{0,85 \times 0,764 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0389$
- $\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0389 = 0,02923$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,764$

- **Bordes:**

- f'_c : 40 MPa
- f_y : 400 MPa
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 150 - 20 - (16/2) = 122$ mm
- $\rho_{\min} = 0,0018$
- $\beta_1 = 0,85 - \frac{(f_y - 28)}{28} \times 0,05 = 0,85 - \frac{(40 - 28)}{28} \times 0,05 = 0,764$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times B1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$

$$= \frac{0,85 \times 0,764 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0389$$
- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0389 = 0,02923$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,764$

1. Perhitungan Penulangan

a. Penulangan Pelat Tangga

- Penulangan Lentur

- $M_u = 6345,534$ kgm = 63455340 Nmm
- $R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{63455340}{0,8 \times 1000 \times 122^2} = 5,32$
- $\rho = \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 5,32}{400}} \right) = 0,0146$
- $\rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ
- $A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,0146 \times 1000 \times 222 = 1777,779 \text{ mm}^2$$
- $A_s (\text{D16}) = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 201,143 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan = $\frac{1777,779}{201,143} = 8,838 \approx 9$
- Jarak Tulangan (mm) = $\frac{1000}{9} = 111,11 \approx 100$ mm
- $A_{s\text{pakai}} = 9 \times 201,143 = 1810,286 \text{ mm}^2$
- Digunakan tulangan lentur D16-100
- ($A_{s\text{pakai}} = 1810,286 \text{ mm}^2$)

- As tulangan bagi = 20% $A_s = 0,2 \times 1777,779$
 $= 355,559 \text{ mm}^2$
- $A_s (\text{D8}) = \pi \times r^2 = \pi \times 4^2 = 50,286 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan = $\frac{355,559}{50,286} = 7,07 \approx 8$
- Jarak Tulangan (mm) = $\frac{1000}{8} = 125 \approx 100 \text{ mm}$
- $A_{s\text{pakai}} = 5 \times 50,286 = 251,429 \text{ mm}^2$
- Digunakan tulangan bagi **D8-100**
 $(A_{s\text{pakai}} = 402,286 \text{ mm}^2)$

- Penulangan Geser
 $V_u \leq 0,5 \phi V_c$
 (Tidak perlu penguatan geser)
 $V_c = 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$
 $= 0,17 \times \sqrt{40} \times 1925 \times 122 = 252504,709 \text{ N}$
 $0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,6 \times 25204,709 = 75751,413 \text{ N}$
 $V_u = 48373,078 \text{ N kg} < 0,5 \phi V_c = 75751,413 \text{ (OK)}$

- Penulangan Susut
 $\rho = 0,002$
 $A_{s,\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 1925 \cdot 122 = 469,7 \text{ mm}^2$
 Jumlah tulangan = $\frac{469,7}{50,265} = 9,344 \approx 10$
 Jarak = $\frac{1925}{10} = 192,5 \approx 150 \text{ mm}$
 Digunakan tulangan susut D8-150 ($A_{s\text{pakai}} = 502,65 \text{ mm}^2$)

- b. Penulangan Pelat Bordes**
- Penulangan Lentur
- $M_u = 5456,587 \text{ kgm} = 54565870 \text{ Nmm}$
- $R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{54565870}{0,8 \times 1000 \times 122^2} = 4,583$
- $\rho = \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,583 \times 11,764}{400}} \right) = 0,0124$
- $\rho < \rho_{\text{max}}$, gunakan ρ

- $A_{S_{perlu}} = \rho b d$
 $= 0,0124 \times 1000 \times 122 = 1507,225 \text{ mm}^2$
- $A_s (D16) = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 201,143 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan $= \frac{1507,225}{201,143} = 7,493 \approx 8$
- Jarak Tulangan (mm) $= \frac{1000}{8} = 125 \approx 100 \text{ mm}$
- $A_{S_{pakai}} = 8 \times 201,143 = 1609,143 \text{ mm}^2$
- Digunakan tulangan lentur D16-100
- ($A_{S_{pakai}} = 1609,143 \text{ mm}^2$)
- As tulangan bagi $= 20\% A_s = 0,2 \times 1507,225$
 $= 301,445 \text{ mm}^2$
- $A_s (D8) = \pi \times r^2 = \pi \times 4^2 = 50,286 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan $= \frac{301,445}{50,286} = 5,995 \approx 7$
- Jarak Tulangan (mm) $= \frac{1000}{7} = 142,857 \approx 100 \text{ mm}$
- $A_{S_{pakai}} = 7 \times 50,286 = 352 \text{ mm}^2$
- Digunakan tulangan bagi D8-100
- ($A_{S_{pakai}} = 352 \text{ mm}^2$)
- Penulangan Geser
 $V_u \leq 0,5 \phi V_c$
 (Tidak perlu penguatan geser)
 $V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$
 $= 0,17 \times \sqrt{40} \times 3850 \times 122 = 505009,418 \text{ N}$
 $0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,6 \times 505009,418 = 151502,825 \text{ N}$
 $V_u = 56191,279 \text{ N kg} < 0,5 \phi V_c = 151502,825 \text{ (OK)}$
- Penulangan Susut
 $\rho = 0,002$
 $A_{s,perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 3850 \cdot 122 = 939,4 \text{ mm}^2$
 Jumlah tulangan $= \frac{939,4}{50,265} = 18,689 \approx 19$
 Jarak $= \frac{3850}{19} = 202,63 \approx 200 \text{ mm}$
 Digunakan tulangan susut D8-200 ($A_{S_{pakai}} = 955,04 \text{ mm}^2$)

c. Penulangan Balok Bordes

- Gunakan dimensi balok bordes 30/40.
- Tulangan : D16
- Beban Mati (DL)
 - Pelat bordes $= 2400 \text{ kg/m}^2 \times 1,5 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} = 336 \text{ kg/m}$
 - Berat balok $= 0,30 \times 0,40 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$
 - $q_{DT} = 792 \text{ kg/m}$
- Beban Hidup
 - $q_{LT} = 479 \text{ kg/m}^2 \times 1,40 \text{ m} = 670,6 \text{ kg/m}$
- Kombinasi
 - $= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT}$
 - $= (1,2 \times 792 \text{ kg/m}) + (1,6 \times 670,6 \text{ kg/m})$
 - $= 2023,36 \text{ kg/m}$
- Mu
 - $= -1/10 \times Q_u \times l^2$
 - $= -1/10 \times 2023,36 \times 3,85^2$
 - $= 2999,125 \text{ kgm}$
- $d = 400 - 40 - 0,5 \cdot 16 - 10 = 342 \text{ mm}$
- $M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{29991253,6}{0,8} = 37489067 \text{ Nmm}$
- $R_n = \frac{M_n}{bxd^2} = \frac{37489067}{300 \times 342^2} = 1,068 \text{ N/mm}^2$
- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$
- $\rho = \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,068 \times 11,765}{400}} \right) = 0,0027$
- $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$, pakai ρ_{\min}
- $\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$
- $A_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 300 \times 342 = 359,1 \text{ mm}^2$
- $A_s (\text{D12}) = \pi \times r^2 = \pi \times 8^2 = 201,142 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan $= \frac{359,1}{201,142} = 1,785 \approx 2$
- Jarak Tulangan (mm) $= \frac{1000}{2} = 500$

- $A_{spakai} = 2 \times 201,142 = 402,285 \text{ mm}^2$
- Digunakan tulangan lentur 2D16
($A_{spakai} = 402,285 \text{ mm}^2$)

Jarak Tulangan

$$S = \frac{b_w - 2.D_{sejjang} - 2.cover - n.D_{tul.utama}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{300 - 2 \times 10 - 2 \times 40 - 2 \times 16}{2-1} = 168 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

- Penulangan Geser

$$V_u \leq 0,5 \phi V_c$$

(Tidak perlu penguatan geser)

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$= 0,17 \times \sqrt{40} \times 3850 \times 342 = 1415682,138 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,6 \times 1415682,138 = 424704,6415 \text{ N}$$

$$V_u = 3894,968 \text{ kg} < 0,5 \phi V_c = 424704,6415 \text{ (OK)}$$

Maka digunakan tulangan geser praktis:

Lapangan : D10 -150

Tumpuan : D10 -200

Berikut merupakan rekapitulasi penulangan tangga Tipe 2 (**Tabel 4.6**) dan Tipe 3 (**Tabel 4.7**):

Tabel 4.6 Rekapitulasi Penulangan Tangga Tipe 2

Nama Struktur	Tulangan		
	Lentur	Bagi	
Pelat Tangga	D16-100	D8-100	
Pelat Bordes	D16-100	D8-100	
Nama Struktur	Lentur	Geser	
		Lapangan	Tumpuan
Balok Bordes	2D16	D10-200	D10-150

Tabel 4.7 Rekapitulasi Penulangan Tangga Tipe 3

Nama Struktur	Tulangan		
	Lentur	Bagi	
Pelat Tangga	D16-100	D8-100	
Pelat Bordes	D16-100	D8-100	
Nama Struktur	Lentur	Geser	
		Lapangan	Tumpuan
Balok Bordes	2D16	D10-200	D10-150

4.2.3 Perencanaan Pelat

Pelat yang direncanakan dibagi menjadi dua, yaitu pelat atap dan pelat lantai. Seperti yang telah dijelaskan pada bab preliminary desain, tipe pelat direncanakan dengan ketebalan 12 cm untuk pelat lantai dan 12 cm untuk pelat atap, sedangkan 16 cm untuk pelat lantai basemen.

4.2.3.1 Data Perencanaan

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang akan direncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat baik untuk pelat atap ataupun pelat lantai.

Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut :

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Tebal pelat atap : 12 cm
- Tebal pelat lantai : 12 cm
- Diameter tulangan rencana (D) : 8 cm

4.2.3.2 Pembebanan Pelat

Pembebanan pada pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pada pelat atap dan pembebanan pada pelat lantai. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja pada pelat atap berbeda dari pelat lantai. Oleh karena itu perhitungan pembebanan dan penulangan dibedakan.

$$q_{DT} = 402 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup

$$q_{LT} = 287 \text{ kg/m}^2$$

- Kombinasi $= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT}$
 $= (1,2 \times 402 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 287 \text{ kg/m}^2)$
 $= 941,6 \text{ kg/m}^2$

b. Untuk Lantai 1-3

- Beban Mati

- Pelat lantai $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
- Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t = 2 cm) $= 21 \times 2 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel (t = 1 cm) $= 24 \text{ kg/m}^2$
- Ducting & Plumbing $= 30 \text{ kg/m}^2$

$$q_{DT} = 402 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup

$$q_{LT} = 600 \text{ kg/m}^2$$

- Kombinasi $= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT}$
 $= (1,2 \times 402 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 600 \text{ kg/m}^2)$
 $= 1442,4 \text{ kg/m}^2$

1. Pelat *Ballroom*

- Beban Mati

- Pelat lantai $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
- Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t = 2 cm) $= 21 \times 2 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel (t = 1 cm) $= 24 \text{ kg/m}^2$
- Ducting & Plumbing $= 30 \text{ kg/m}^2$

$$q_{DT} = 402 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup

$$q_{LT} = 479 \text{ kg/m}^2$$

- Kombinasi $= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT}$
 $= (1,2 \times 402 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 479 \text{ kg/m}^2)$
 $= 1248,8 \text{ kg/m}^2$

2. Pelat *Basement*

Beban yang bekerja pada pelat lantai *basement* juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

- Beban Mati

- Pelat pelat $= 0,16 \times 2400 = 384 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $= 21 \times 2 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Tegel ($t = 1 \text{ cm}$) $= 24 \text{ kg/m}^2$
 - Ducting & Plumbing $= 30 \text{ kg/m}^2$
- $$q_{DT} = 498 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup

$$q_{LT} = 800 \text{ kg/m}^2$$

- Kombinasi $= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT}$
 $= (1,2 \times 498 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 800 \text{ kg/m}^2)$
 $= 1877,6 \text{ kg/m}^2$

4.2.3.3 Penulangan Pelat

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur plat adalah sebagai berikut:

1. Menentukan data-data d , f_y , f'_c , dan μ
2. Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \quad \text{SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3)}$$

3. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :
Menurut SNI 03-2847-2013 lampiran B (8.4.2):

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal (21.5.2.1):

$$\rho_{\max} = 0.025$$

Menurut SNI 03-2847-2013 lampiran B (10.3.3):

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1):

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times$$

dan \geq dari

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d$$

4. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'}$$

5. Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

Diketahui harga $\phi = 0.75$

6. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m x R_n}{f_y}} \right)$$

dimana : $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$

7. Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \text{ dimana } A_s = \rho \times b \times d$$

8. Menentukan jumlah dan jarak tulangan

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2}$$

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{1000}{n}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 spasi tulangan maksimum adalah sebagai berikut:

$$S < 450 \text{ mm}$$

$$S < 3 \times h$$

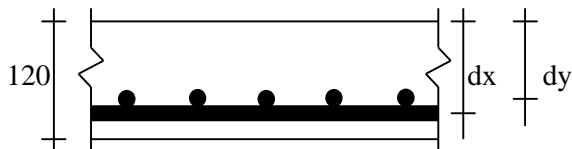
1. Perhitungan Penulangan Pelat Atap Tipe A



Gambar 4.8 Pelat yang Direncanakan

Adapun data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai:

- Dimensi pelat 400 x 400 cm²
- Tebal pelat 120 mm
- Tebal selimut beton 40 mm
- Diameter tulangan rencana (D) 10 mm
- Luas tulangan (A_s) = $\pi \times r^2 = \pi \times 5^2 = 78,57 \text{ mm}^2$
- Mutu tulangan baja $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Mutu beton $f_c' = 40 \text{ Mpa}$
- $\beta_1 = 0,764$



dx = tebal pelat (h) – selimut beton (c.c) – ($1/2 \times$ diameter tulangan rencana bawah)

$$dx = 120 - 40 - \frac{1}{2}(10) = 75 \text{ mm}$$

dy = tebal pelat (h) – selimut beton (c.c) – diameter tulangan atas
($1/2 \times$ diameter tulangan rencana atas)

$$dy = 120 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 65 \text{ mm}$$

$$Lx = 400 - \left(\frac{35 + 25}{2} \right) = 370 \text{ cm}$$

$$Ly = 400 - \left(\frac{35 + 25}{2} \right) = 370 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Ly}{Lx} = \frac{370}{370} = 1 < 2 \rightarrow \text{Pelat dua arah}$$

$$Qu = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 638 \text{ kg/m}^2$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : ($Ly/Lx = 1$)

$$Mlx = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$Mtx = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$Mly = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$Mty = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

Dimana : Mlx = Momen lapangan arah x

Mly = Momen lapangan arah y

Mtx = Momen tumpuan arah x

Mty = Momen tumpuan arah y

X = Nilai konstanta dari perbandingan Ly/Lx

b. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X

- $\beta = 1$ (terjepit penuh) Mulx (+) = X1 = 21
- $Mlx = (-)Mtx$ Mutx (-) = X2 = 52

(PBI Tabel 13.3.1)

$$= 0,001 \times qu \times Lx^2 \times X = 0,001 \times 638 \times 370^2 \times 52$$

$$= 454,179 \text{ kg m} = 4541794,4 \text{ N mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0389$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0389 = 0.0292$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{fy}$$

- $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{40}}{400} = 0,0039$ (SNI 2847:2013 pasal 10.5.1)
- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$ (SNI 2847:2013 pasal 10.5.1)
- $m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,765$
- $R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{4541794,4}{0,75 \times 1000 \times 75^2} = 1.076 \frac{N}{mm^2}$
- $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 1.076}{400}} \right) = 0.0027$
- Maka di pakai ρ pakai = 0.0039
- $A_{s_{perlu}} = \rho b d$
 $= 0,0039 \times 1000 \times 75 = 375,52 \text{ mm}^2$
- $S_{maks} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)
- Jumlah tulangan = $\frac{A_{s_{perlu}}}{\frac{1}{4} x \pi x \phi^2}$
 $= \frac{375,52}{\frac{1}{4} x \pi x 10^2} = 4,779 \approx 5$
- Jarak tulangan (s) = $\frac{1000}{n} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$
- As pasang = $n \times A_s = 5 \times 78.57$
 $= 392,857 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} \text{ (OK)}$

Jadi di gunakan tulangan lentur **D10-200**

b. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y

- $\beta = 1$ (terjepit penuh) }
 - Mulx (+) = X1 = 21
 - Mutx (-) = X2 = 52
 - Dipakai X = 52
- $M_{lx} = (-)M_{tx}$
 $= 0,001 \times q_u \times L_y^2 \times X = 454,179 \text{ kg m}$
 $= 454179 \text{ N mm}$
- $\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,038$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,038 = 0,024$$

$$\rho_{\max} = 0,025$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y}$$

- $\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,0039$ (SNI 2847:2013 pasal 10.5.1)
- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$ (SNI 2847:2013 pasal 10.5.1)
- $m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$
- $Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{4541794,4}{0,75 \times 1000 \times 75^2} = 1,076 \frac{N}{mm^2}$
- $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 1,076}{400}} \right) = 0,0027$
- Maka di pakai
- $A_{s\text{perlu}} = \rho b d$
 $= 0,0039 \times 1000 \times 75 = 375,52 \text{ mm}^2$
- $S_{\max} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 ps 7.6.5)
- Jumlah tulangan = $\frac{A_{s\text{perlu}}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2} = \frac{375,52}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2} = 4,779 \approx 5$
- Jarak tulangan (s) = $\frac{1000}{n} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$
- As pasang = $n \times A_s = 5 \times 78,57$
 $= 392,857 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}}$ (OK)

Jadi digunakan tulangan lentur **D10-200**

Dengan cara yang sama penulangan pelat tipe B,C,D dan E maka didapatkan jumlah tulangan seperi pada **Tabel 4.8**:

Tabel 4.8 Rekapitulasi Penulangan pada Pelat Atap

Tipe	Tulangan Arah X	Tulangan arah Y
A	D10-200	D10-200
B	D10-200	D10-200
C	D10-200	D10-200
D	D10-200	D10-200

2. Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

Dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap maka didapat jumlah seperti pada **Tabel 4.9**:

Tabel 4.9 Rekapitulasi Penulangan pada Pelat Lantai

Tipe	Tulangan Arah X	Tulangan arah Y
A	D10-200	D10-200
B	D10-200	D10-200
C	D10-200	D10-200
D	D10-200	D10-200

3. Perhitungan Penulangan Pelat Lantai Mall

Dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap maka didapat jumlah seperti pada **Tabel 4.10**:

Tabel 4.10 Rekapitulasi Penulangan pada Pelat Lantai Mall

Tipe	Tulangan Arah X	Tulangan arah Y
A	D10-200	D10-200
B	D10-200	D10-200
C	D10-200	D10-200
D	D10-125	D10-150

4. Perhitungan Penulangan Pelat *Ballroom*

Dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap maka didapat jumlah seperti pada **Tabel 4.11**:

Tabel 4.11 Rekapitulasi Penulangan pada Pelat *Ballroom*

Tipe	Tulangan Arah X	Tulangan arah Y
D	D10-200	D10-200

5. Perhitungan Penulangan Pelat *Basement*

Dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap maka didapat jumlah seperti pada **Tabel 4.12**:

Tabel 4.12 Rekapitulasi Penulangan pada Pelat *Basement*

Tipe	Tulangan Arah X	Tulangan arah Y
A	D10-200	D10-200
B	D10-200	D10-200
C	D10-200	D10-200
D	D10-125	D10-200

4.2.4 Perencanaan Balok Anak

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi/pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur Gedung Denpasar Icon ini dimensi balok anak yang digunakan adalah 25/40 untuk bentang 600 cm

4.2.4.1 Perencanaan Balok Anak Atap

- Pembebanan pelat atap
 - $q_d = 377 \text{ kg/m}^2$
 - $q_l = 116 \text{ kg/m}^2$
- Pembebanan balok anak atap
 - Beban mati (q_d) :
 - Berat sendiri balok $= 0,25 \times 0,40 \times 2400$
 $= 240 \text{ kg/m}$
 - Beban mati plat :

$$q_{eq} = \frac{1}{2} q_a L_x \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x^2}{L_y^2} \right) \right\}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times \frac{1}{2} \times 377 \times 3,7 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3,700^2}{5,650^2} \right) \right\} \\
 &= 1195,498 \text{ kg/m} \\
 q_d &= 1195,498 + 240 = 1435,498 \text{ kg/m} = 14,35 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

○ Beban Hidup (q_l)

$$\begin{aligned}
 - q_l \text{ plat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times 116 \times 3,700 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3,700^2}{5,650^2} \right) \right\} \\
 &= 367,846 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

○ Beban berfaktor

$$\begin{aligned}
 - q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\
 &= 1,2 \times 1195,498 + 1,6 \times 367,846 \\
 &= 2311,15 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Gaya-gaya dalam yang terjadi:

$$\begin{aligned}
 M(-) &= \frac{1}{10} \times q \times L^2 = \frac{1}{10} \times 2311,15 \times 5,650^2 = 7377,773 \text{ kg.m} \\
 &= 73,77 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M(+) &= \frac{1}{14} \times q \times L^2 = \frac{1}{14} \times 2311,15 \times 5,650^2 = 5269,837 \text{ kg.m} \\
 &= 52,69 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

4.2.4.1.1 Penulangan Balok Anak Atap

• Data Perencanaan :

- f_c'	= 40 Mpa
- f_y	= 400 Mpa
- Tul. Balok Diameter (D)	= 19 mm
- As Tulangan (mm^2)	= 283,643 mm^2
- Tul. Sengkang Diameter (D)	= 10 mm
- As Tulangan (mm^2)	= 78,571 mm^2
- b	= 25 cm
- h	= 40 cm
- Decking	= 40 mm
- d = h - (decking + $\emptyset_{\text{sengkang}}$ + $\frac{1}{2} \cdot \emptyset_{\text{tul. utama}}$)	

$$\begin{aligned}
 &= 400 - (40 + 10 + 0,5 \times 19) \\
 &= 400 - 59,5 = 340,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

a. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

1. Menentukan harga β_1

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} \quad \text{SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3)} \\
 &= 0,85 - 0,05 (40 - 28) / 7 = 0,764
 \end{aligned}$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:

2. Mencari ρ balance

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \beta_1 f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \text{SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2)} \\
 &= 0,0389
 \end{aligned}$$

3. Mencari ρ maksimum

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,025 \quad \text{SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1)} \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \quad \text{SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3)} \\
 &= 0,75 \times 0,0389 = 0,0292 \\
 \text{Di pakai } \rho_{\max} &\text{ yang lebih kecil} = 0,025
 \end{aligned}$$

4. Mencari ρ minimum

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{0,25 x \sqrt{f'c}}{f_y} \quad \text{SNI 2847:2013 pasal (10.5.1)} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,00395 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \quad \text{SNI 2847:2013 pasal (10.5.1)} \\
 &= \frac{1,4}{400} = 0,0035
 \end{aligned}$$

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terbesar = 0,00395

5. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,765$$

6. Menentukan Rn

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{73777728}{0.75 \times 250 \times 340,5^2} = 3,393$$

Diketahui harga $\phi = 0.75$ SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7)

7. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmRn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 3,393}{400}} \right) = 0.00896 \end{aligned}$$

Dimana :

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

$$0,00395 < 0,00896 < 0,025$$

Jadi $\rho_{\text{pakai}} = 0,00896$

8. Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As = 0,00896 \times 250 \times 340,5 = 762,417 \text{ mm}^2$$

9. Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{762,417}{283,643} = 2,688 \approx 3 \text{ buah}$$

Menentukan jarak tulangan

$$\text{Jarak, tulangan} = \frac{b - n \times \phi L - 2d' - 2\phi S}{n - 1}$$

$$= \frac{250 - 3 \times 19 - 2 \times 40 - 2 \times 10}{3 - 1} = 46,5 > 25 \text{ mm (OK)}$$

b. Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times As = \frac{1}{2} \times 762,417 = 381,208$$

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{381,208}{283,643} = 1,343 \approx 2 \text{ buah}$$

c. Perhitungan tulangan positif lapangan

1. Menentukan Rn

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{52698377}{0.75 \times 250 \times 340,5^2} = 2,424$$

Diketahui harga $\phi = 0.75$ SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7)

2. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xm \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 2,424}{400}} \right) = 0.00629 \end{aligned}$$

Dimana :

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

$$0,00395 < 0,00629 < 0,025$$

Jadi $\rho_{\text{pakai}} = 0,00629$

3. Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As = 0,00629 \times 250 \times 340,5 = 535,725 \text{ mm}^2$$

4. Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tulangan}}} = \frac{535,725}{283,643} = 1,88 \approx 3 \text{ buah}$$

5. Menentukan jarak tulangan

$$\text{Jarak, tulangan} = \frac{b - n \times \phi L - 2d' - 2\phi S}{n - 1}$$

$$= \frac{250 - 3 \times 19 - 2 \times 40 - 2 \times 10}{3 - 1} = 46,5 > 25 \text{ mm (OK)}$$

d. Perhitungan tulangan negatif lapangan

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times As = \frac{1}{2} \times 535,725 = 267,862 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{267,862}{283,643} = 0,944 \approx 2 \text{ buah}$$

e. Perhitungan Tulangan Geser

Langkah-langkah perhitungan:

1. Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan
2. Cek $V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$
 Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang
3. Kriteria kebutuhan tulangan geser :
 - a. $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser
 - b. $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ perlu tulangan geser minimum
 $\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d$
 $S \leq d/2$
 - c. $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min}) \rightarrow$ diperlukan tulangan geser
 $\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d$
 $S \leq d/2$
 - d. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \rightarrow$ perlu tulangan geser.
 $\phi V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c$
 $S \text{ mak} = d/2$
 - e. $\phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \rightarrow$ perlu tulangan geser.
 $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$
 $S \text{ max} = d/4$

dimana :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$\Phi = 0,6 \text{ (untuk geser)}$$

Keterangan

- V_c = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton
- V_s = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser
- V_n = Kekuatan geser Nominal ($V_c + V_s$)
- V_u = Gaya geser Berfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.3.4.3 :

Jarak maksimum antar sengkang yang tidak memerlukan sengkang tertutup tidak boleh melebihi $d/2$.

1. Cek Kemampuan Penampang

$$V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$$

Data penampang yang di cek

$$\begin{aligned} - V_u &= 0,5 \times q_u \times L \\ &= 0,5 \times 2311,151 \times 5,650 = 6529,003 \text{ kg} \\ - V_s &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 250 \times 340,5 = 17945,926 \text{ kg} \\ - V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{40} \cdot 250 \cdot 340,5 = 8972,963 \text{ kg} \\ - \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) &= 0,6(8972,963 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{40} \cdot 250 \cdot 340,5) \\ &= 26918,88 \text{ kg} \\ V_u &< \Phi(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \text{ (OK)} \end{aligned}$$

2. Cek kriteria kebutuhan Tulangan Geser

1. $V_u \leq 0,5 \phi V_c$

(Tidak perlu penguatan geser)

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,6 \times 8972,963 = 2691,888 \text{ kg}$$

$$V_u = 6529,003 \text{ kg} \geq 0,5 \phi V_c = 2691,888 \text{ (tidak memenuhi)}$$

2. $0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$

(Dipakai tulangan geser minimum)

$$0,5 \phi V_c = 2691,888 \text{ kg} \leq V_u = 6529,003 \text{ kg}$$

$$V_u = 6529,003 \text{ kg} \leq \phi V_c = 5383,777 \text{ kg (tidak memenuhi)}$$

3. $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$

(Diperlukan tulangan geser)

$$\phi V_c = 5383,777 \text{ kg}$$

$$V_u = 6529,003 \text{ kg}$$

$$\phi (V_c + V_{s \min}) = 16151,33 \text{ kg}$$

$$5383,777 \geq 6529,003 \leq 16151,33 \text{ (memenuhi)}$$

4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$

(Diperlukan tulangan geser)

$$\phi (V_c + V_{s \min}) = 16151,33 \text{ kg}$$

$$V_u = 6529,003 \text{ kg}$$

$$\phi (V_c + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot B_w \cdot d) = 0.6 (8971,963 + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{40} \cdot 250.340,5 = 16151,33 \text{ kg}$$

$$16151,33 < 6529,003 < 16151,33 \text{ (tidak memenuhi)}$$

Jadi termasuk kategori 3 → dipakai tulangan geser

$$\text{Syarat } S_{maks} < d/2 = 340,5/2 = 170,25 \text{ mm}$$

$$V_s = 17945,925 \text{ kg}$$

$$A_v = 2 \times 78,571 = 157,143 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s \cdot \min} = \frac{157,143 \cdot 400 \cdot 340,5}{17945,925} = 119,263 \text{ mm}$$

Pasang 2D10 – 100 mm

Perhitungan penulangan untuk balok anak pada lantai, ballroom, lantai mall, dan basement didapat hasil pada **Tabel 4.13:**

Tabel 4.13 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak

Lokasi	Tumpuan		Lapangan		Tulangan Geser
	Negatif	Positif	Positif	Negatif	
Atap	3D19	2D19	3D19	2D19	2D10-100
Lantai	4D19	2D19	3D19	2D19	2D10-100
Ballroom	6D19	4D19	5D19	3D19	2D10-100
Lantai Mall	4D19	2D19	3D19	2D19	2D10-100
Basement	6D19	3D19	4D19	2D19	2D10-100

4.2.5 Perencanaan Balok Lift

4.2.5.1 Spesifikasi Lift

Lift merupakan struktur sekunder yang berfungsi untuk mengangkut orang/barang menuju ke lantai yang berbeda tinggi. Perencanaan balok lift meliputi balok balok yang ada di sekeliling ruang lift maupun mesin lift. Balok balok tersebut diantaranya ialah balok penggantung lift dan balok penumpu lift. Lift yang digunakan pada perencanaan Tugas Akhir ini adalah lift yang diproduksi oleh *Mitsubishi Corporation* dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Merk : Mitsubishi
- Kecepatan : 1 m/s
- Kapasitas : 1000 kg
- Lebar pintu (opening width) : 1400 mm
- Dimensi sangkar (car size) :
inside : 1700 x 2300 mm²
- Dimensi ruang luncur : 2600 x 3110 mm²
- Dimensi ruang mesin : 3150 x 3950 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :
 $R_1 = 8340 \text{ kg}$ (Berat mesin penggerak + beban kereta + perlengkapan)
 $R_2 = 4800 \text{ kg}$ (Berat bandul pemberat + perlengkapan)

4.2.5.2 Perencanaan Awal Dimensi Balok Balok Lift

a. Balok Penggantung Lift

Panjang balok penggantung lift = 200 cm

$$h = \frac{L}{\frac{16}{2}} = \frac{300}{\frac{16}{2}} = 18,75 \text{ cm, ambil dimensi } h = 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 40 \text{ cm, ambil dimensi } b = 40 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penggantung lift 40/60.

b. Balok Penumpu Lift

Panjang balok penumpu lift = 300 cm

$$h = \frac{L}{\frac{16}{2}} = \frac{300}{\frac{16}{2}} = 18,75 \text{ cm, ambil dimensi } h = 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 40 \text{ cm, ambil dimensi } b = 40 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penumpu lift 40/60.

4.2.5.3 Pembebanan Balok Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

Ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

v = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling

menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$P = \Sigma R \cdot \Psi = (8340 + 4800) \cdot (1 + 0,6 \cdot 1,3 \cdot 1) \\ = 23405,22 \text{ kg}$$

a. Pembebanan balok penggantung lift

- Beban mati (q_d) :
 - Berat sendiri balok = $0,40 \times 0,60 \times 2400$
= 576 kg/m
 - Berat pelat beton = $0,12 \times 3 \times 2400$
= 864 kg/m
 - Berat aspal = $1 \times 3 \times 14$
= 42 kg/m
$$q_d = 1482 \text{ kg/m}$$
- Beban Hidup (q_l) :
 - $q_l = \frac{1000}{3,11} = 321,54 \text{ kg/m}$
- Beban berfaktor
 - $q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l = 1,2 \times 1482 + 1,6 \times 321,54$
= 2292,869 kg/m
- Beban terpusat lift $P = 23405,22 \text{ kg}$
 - $V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P = \frac{1}{2} \cdot 2292,869 + \frac{1}{2} \cdot 23405,22$
= 9290,609 kg = 92,906 kN
 - $M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL$
= $\frac{1}{8} \cdot 2292,896 \cdot 3^2 + \frac{1}{4} \cdot 23405,22 \cdot 3$

$$= 20133,393 \text{ kg.m} = 201,33 \text{ kN.m}$$

b. Pembebanan balok penumpu lift

- Beban mati (q_d) :
 - Berat sendiri balok $= 0,40 \times 0,60 \times 2400$
 $= 576 \text{ kg/m}$
 - Berat pelat beton $= 0,12 \times 3 \times 2400$
 $= 864 \text{ kg/m}$
 - Berat aspal $= 1 \times 3 \times 14$
 $= 42 \text{ kg/m}$
$$q_d = 1482 \text{ kg/m}$$
- Beban Hidup (q_l) :
 - $q_l = \frac{1000}{3,11} = 321,54 \text{ kg/m}$
- Beban berfaktor
 - $q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l = 1,2 \times 1482 + 1,6 \times 321,54$
 $= 2292,869 \text{ kg/m}$
- Beban terpusat lift $P = 23405,22 \text{ kg}$
 - $V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P = \frac{1}{2} \cdot 2292,869 + \frac{1}{2} \cdot 23405,22$
 $= 9290,609 \text{ kg} = 92,906 \text{ kN}$
 - $M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL$
 $= \frac{1}{8} \cdot 2292,869 \cdot 3^2 + \frac{1}{4} \cdot 23405,22 \cdot 3$
 $= 20133,393 \text{ kg.m} = 201,33 \text{ kN.m}$

4.2.5.4 Penulangan balok lift

a. Penulangan balok penggantung lift

- **Data Perencanaan :**
 - $f_c' = 40 \text{ Mpa}$
 - $f_y = 400 \text{ Mpa}$
 - Tul. Balok Diameter (D) = 22 mm
 - Tul. Sengkang Diameter (D) = 10 mm
 - $b = 30 \text{ cm}$
 - $h = 40 \text{ cm}$
 - Decking = 40 mm

- $d' = h' + \emptyset_{\text{senggang}} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset_{\text{tul. utama}}$
 $= 40 + 10 + 0,5 \times 22 = 61 \text{ mm}$
- $d = 400 - 61 = 339 \text{ mm}$
- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \frac{(f_c' - 28)}{7}$
 $= 0,85 - 0,05 \cdot \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$
- $\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
 $\rho_b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0389$
- $\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$
- $\rho_{\max} = 0,75 \times 0,0389 = 0,0292$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$

• **Perhitungan Tulangan Lentur**

- $Rn = \frac{Mu}{0,75 \times b \times d^2} = \frac{201333931}{0,75 \times 400 \times 339^2} = 5,839$
- $\rho = \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5,839 \times 11,764}{400}} \right) = 0,016$
- $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$, pakai ρ_{perlu}
- $\rho_{\text{pakai}} = 0,016$
- $A_{s\text{pakai}} = \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,016 \times 400 \times 399$
 $= 2187,211 \text{ mm}^2$
- Maka dipasang tulangan 6D22 (2281,714 mm²)
- Spasi bersih antar tulangan

$$S = \frac{bw - 2\phi_{senggang} - 2.decking - n.\phi_{tul.utama}}{n-1} \geq 25mm$$

$$= \frac{400 - (2).(10) - (2).(40) - (6).(22)}{6-1} = 33,6mm \geq 25mm$$

• **Perhitungan Tulangan Geser**

- $V_u = 9290,609 \text{ kg}$
- $V_s = 1/3 \times \sqrt{f'c'} \times bw \times d$
 $= 1/3 \times \sqrt{40} \times 400 \times 339 = 28586,99 \text{ kg}$
- $V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d$
 $= 1/6 \cdot \sqrt{40} \cdot 400 \cdot 339 = 14293,495 \text{ kg}$
- $\phi(V_c + \frac{2}{3}\sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d)$
 $= 0,6(14293,495 + 2/3 \cdot \sqrt{40} \cdot 400 \cdot 339)$
 $= 85760,97 \text{ kg}$
 $V_u < \Phi(V_c + 2/3(f'c')^{0,5} \cdot bw \cdot d) \dots\dots\dots \text{OK}$

• **Cek kriteria kebutuhan Tulangan Geser**

1. $V_u \leq 0,5 \phi V_c$

(Tidak perlu penguatan geser)

$$0,5 \phi V_c = 0.5 \times 0,6 \times 14293,495 = 4288,049 \text{ kg}$$

$$V_u = 9290,609 \text{ kg} \geq 0,5 \phi V_c = 4288,049 \text{ (tidak memenuhi)}$$

2. $0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$

(Dipakai tulangan geser minimum)

$$0,5 \phi V_c = 4288,049 \leq V_u = 9290,609 \text{ kg}$$

$$V_u = 9290,609 \text{ kg} \geq \phi V_c = 8576,097 \text{ kg (tidak memenuhi)}$$

3. $\phi V_c < V_u < \phi(V_c + V_{s \min})$

(Diperlukan tulangan geser)

$$\phi V_c = 8576,097 \text{ kg}$$

$$V_u = 9290,609 \text{ kg}$$

$$\phi (V_c + V_{s \min}) = 25728,291 \text{ kg}$$

$$8576,097 \geq 9290,609 \leq 25728,291 \text{ (memenuhi)}$$

$$4. \phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

(Diperlukan tulangan geser)

$$\phi (V_c + V_{s \min}) = 25728,291 \text{ kg}$$

$$V_u = 9290,609 \text{ kg}$$

$$\phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot B_w \cdot d) = 0.6 (8986,139 + \frac{1}{3} \cdot \sqrt{40} \cdot 250.341) = 8576,097 \text{ kg}$$

$$16175,05 < 9290,609 < 16175,05 \text{ (tidak memenuhi)}$$

Jadi termasuk kategori 3 → dipakai tulangan geser

$$\text{Syarat } S_{maks} < d/2 = 339/2 = 169,5 \text{ mm}$$

$$V_s = 28586,99 \text{ kg} = 285369,9 \text{ N}$$

$$A_v = 50,28$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s \cdot \min} = \frac{78,57.400.339}{285869,9} = 372,697 \text{ mm}$$

Pasang D8 – 150 mm

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{78,57.400.339}{150} = 71028,571 \text{ kg} > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur: 6D22
- Tulangan geser : D10–150

b. Penulangan balok penumpu lift

Dengan cara yang sama dan beban yang sama sehingga untuk perencanaan penulangan balok penumpu lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut:

- Tulangan lentur : 6D22
- Tulangan geser : D10–150

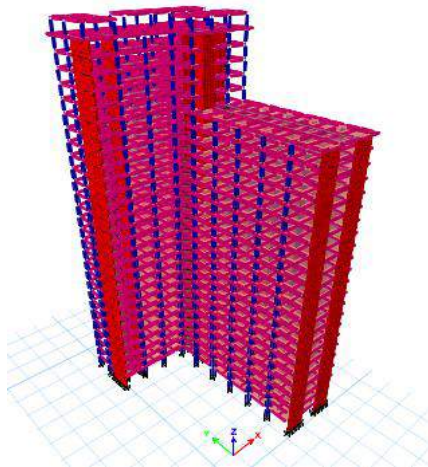
4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur

4.3.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2012.

4.3.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur, dimana struktur Gedung Denpasar *Icon* memiliki bentuk yang tidak beraturan, sehingga harus dilakukan analisa dengan menggunakan analisa respon dinamik. Struktur Gedung Denpasar *Icon* memiliki total 25 lantai dengan 3 lantai basement, tinggi total gedung $\pm 113,5$ meter (**Gambar 4.9**).



Gambar 4.9 Permodelan pada ETABS

4.3.3 Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Denpasar Icon yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input beban sendiri :

Mutu beton (f_c)	: 40 Mpa
Mutu baja (f_y)	: 400 MPa
Ketinggian Lantai	:
- Basement	: 4,00 m
- Lantai 1-3	: 4,50 m
- Lantai 4-25	: 4,00 m
Dimensi Balok Induk	: 35/50
Dimensi Kolom	:
- Basement 1- 3	: 120 x 95
- Lantai 1 – 5	: 110 x 95
- Lantai 6 – 10	: 110 x 75
- Lantai 11 – 15	: 90 x 70
- Lantai 16 – 20	: 75 x 55
- Lantai 21 – 25	: 55 x 40
- Ruang mesin	: 40 x 40
Dimensi Balok Anak	: 25/40
Faktor keutamaan	: 1,25
- Input beban hidup
 1. Beban hidup atap :

- Hujan	: 20 kg/m ²
- Pekerja	: 100 kg/m ²
 2. Beban hidup lantai :

○ Lantai atap	: 0,96 kN/m ²
○ Lantai ballroom	: 4,79 kN/m ²
○ Lantai hotel	: 1,92 kN/m ²
○ Lantai rumah sakit	: 2,87 kN/m ²
○ Lantai mall	: 6,00 kN/m ²
○ Lantai Basement	: 1,92 kN/m ²

- Input beban mati :
 - Tegel : $0,24 \text{ kN/m}^2$
 - Spesi : $0,21 \text{ kN/m}^2$
 - Dinding bata ringan : $0,825 \text{ kN/m}^2$
 - Plafond : $0,11 \text{ kN/m}^2$
 - Penggantung : $0,07 \text{ kN/m}^2$
 - Pumbing + ducting : $0,30 \text{ kN/m}^2$

*berat sendiri elemen dikalkulasi oleh ETABS

Sehingga didapatkan rekap pembebanan gravitasi secara manual seperti pada **Tabel 4.14**:

Tabel 4.14 Rekapitulasi Pembebanan

REKAP PEMBEBANAN			
LANTAI	BEBAN MATI (kN)	BEBAN HIDUP (kN)	BEBAN MATI + BEBAN HIDUP (kN)
R mesin	2702.73	358.81	3061.53
Atap	5323.85	638.36	5962.21
25	6982.74	720.95	7703.69
24	6982.74	720.95	7703.69
23	6982.74	720.95	7703.69
22	6982.74	720.95	7703.69
21	12421.58	1412.55	13834.12
20	12591.55	4447.87	17039.42
19	13607.95	2015.69	15623.65
18	13607.95	2015.69	15623.65
17	13607.95	2015.69	15623.65
16	13607.95	2015.69	15623.65
15	14540.35	2015.69	16556.05
14	14540.35	2015.69	16556.05
13	14540.35	2015.69	16556.05
12	14540.35	2015.69	16556.05
11	14540.35	2015.69	16556.05
10	15073.15	2015.69	17088.85
9	15073.15	2015.69	17088.85
8	15073.15	2015.69	17088.85
7	15073.15	2015.69	17088.85

6	15073.15	2015.69	17088.85
5	15458.59	2015.69	17474.29
4	15458.59	2015.69	17474.29
3	15592.06	9045.60	24637.66
2	15592.06	9045.60	24637.66
1	15592.06	9045.60	24637.66
B3	14741.94	2583.71	17325.65
B2	14741.94	2583.71	17325.65
B1	4218.00	0	4218.00
Total	374865.23	74296.71	449161.95

Didapatkan beban mati sebesar **374865,23 kN** dan beban hidup sebesar **74296,71 kN** , sehingga menghasilkan beban total (1D +1L) adalah **449161,95 kN**.

Pembebanan yang diinput pada ETABS haruslah mendekati perhitungan manual sehingga pembebanan pada ETABS dapat dinyatakan benar. Berikut merupakan pembebanan gravitasi yang didapat dari ETABS (**Tabel 4.15**).

Tabel 4.15 Perhitungan Program Bantu ETABS

Load Case	FZ (kN)
Dead	379478,5
Live	75493,047
Dead + Live	454971,5

Didapatkan total beban mati (Dead dan Super Dead) sebesar **379478,5 kN** dan beban hidup **75493,0479 kN**. Jadi total beban gravitasi pada ETABS (Dead + Live) sebesar **454971,5 kN**.

Sehingga didapatkan sebagai berikut

$W_{\text{total Manual}} = \mathbf{449161,95 \text{ kN}}$

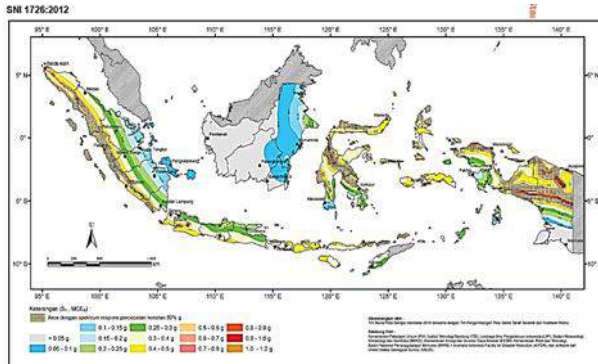
$W_{\text{total ETABS}} = \mathbf{454971,5 \text{ kN}}$

Selisih perhitungan manual dengan ETABS = **1,29 %**

Jadi dapat dikatakan bahwa pembebanan gravitasi pada ETABS sudah benar.

Gambar 4.10 Peta untuk Menentukan Nilai S_s

S_s , Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCE_R). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spectral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SE. Dari **Gambar 4.10** untuk daerah Denpasar didapatkan nilai $S_s = 0.95$ g.



periode 1 detik (S_1) sebesar **0,4** g dengan kelas situs SE didapatkan daerah Denpasar memiliki S_{DS} sebesar **0,608** dan S_{D1} sebesar **0,64**.

4.3.4.5 Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismic dibagi berdasarkan tabel pada SNI 1726:2012 Tabel 6. Untuk S_{DS} sebesar 0,608 dan S_{D1} sebesar 0,64 dan kategori resiko IV kategori desain seismic tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SPRMK).

4.3.4.6 Respon Spektrum Desain

Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spectrum respons percepatan desain

$$S_a = S_{DS}$$

Untuk periode lebih besar dari T_s , respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Dimana

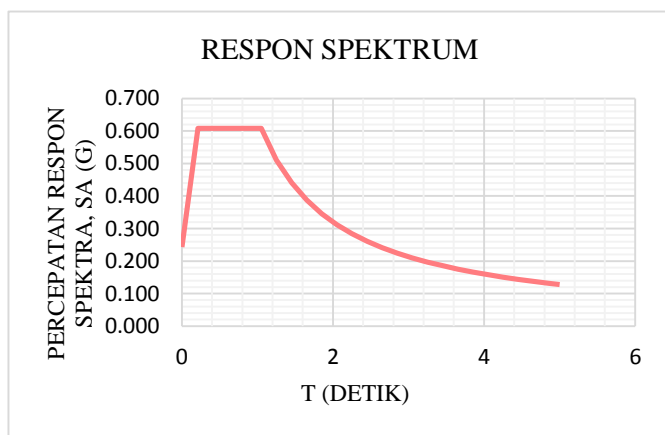
$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,211 \text{ dt}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 1,052 \text{ dt}$$

Sehingga didapatkan nilai respon spektrum desain sebagai berikut (**Tabel 4.16**) dengan bentuk grafik respon spectrum desain seperti **Gambar 4.12**:

Tabel 4.16 (a),(b),(c) Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra

T (dt)	Sa (g)	T (dt)	Sa (g)	T (dt)	Sa (g)
0	0.243	1.453	0.441	3.453	0.185
0.211	0.608	1.653	0.387	3.653	0.175
0.411	0.608	1.853	0.345	3.853	0.166
0.511	0.608	2.053	0.312	4.053	0.158
0.611	0.608	2.253	0.284	4.253	0.150
0.711	0.608	2.453	0.261	4.453	0.144
0.811	0.608	2.653	0.241	4.653	0.138
0.911	0.608	2.853	0.224	4.853	0.132
1.053	0.608	3.053	0.210	5.000	0.128
1.253	0.511	3.253	0.197		



Gambar 4.12 Grafik Respon Spektrum Desain

4.3.4.7 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

$$T = T_a \times C_u$$

T_a = periode fundamental pendekatan

Pendekatan yang digunakan untuk struktur dengan dinding geser berdasarkan SNI 1726:2012 adalah:

$$T_a = \frac{0.0062h_n}{\sqrt{C_w}}$$

$$C_w = \frac{100}{A_b} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0.83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]}$$

Dimana :

hn = ketinggian struktur

Ab = Luas Struktur

Ai = Luas dinding geser

Di = panjang dinding geser

hi = tinggi dinding geser

x = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

$$T_{ax} = \frac{0.0062 \times 117,5}{\sqrt{0,03156}} = 4,1 \text{ detik}$$

$$T_{ay} = \frac{0.0062 \times 117,5}{\sqrt{0,0296}} = 4,227 \text{ detik}$$

Periode fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (Cu) (**Tabel 4.17**).

$$T < C_u T_a$$

Tabel 4.17 Koefisien untuk Batas Atas Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

$$C_u.T_{ax} = 1,4 \times 4,1 = 5,741 \text{ detik}$$

$$Cu.T_{ay} = 1,4 \times 4,227 = 5,918 \text{ detik}$$

Nilai T didapat dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik (**Tabel 4.18**).

Tabel 4.18 Modal Periode dan Frekuensi

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	4.617	0.217	1.3607	1.8516
Modal	2	4.017	0.249	1.564	2.446
Modal	3	3.585	0.279	1.7524	3.071
Modal	4	1.482	0.675	4.2396	17.9742
Modal	5	1.154	0.867	5.4458	29.6565
Modal	6	1.015	0.985	6.1909	38.327
Modal	7	0.751	1.331	8.364	69.9572
Modal	8	0.611	1.636	10.2817	105.7137
Modal	9	0.515	1.94	12.1907	148.6132
Modal	10	0.455	2.197	13.804	190.5515
Modal	11	0.4	2.501	15.7116	246.8545
Modal	12	0.323	3.1	19.4788	379.422

T terbesar yang didapat dari analisa ETABS = 4,423 dt, maka:

$$Ta_x < T_{ETABS} < Cu Ta_x$$

$$4,1 \text{ dt} < 4,617 \text{ dt} < 5,741 \text{ dt} \dots \text{OK!}$$

$$Ta_x < T_{ETABS} < Cu Ta_x$$

$$4,227 \text{ dt} < 4,617 \text{ dt} < 5,918 \text{ dt} \dots \text{OK!}$$

4.3.4.8 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2012 Tabel 9)

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_0}\right)}$$

Dimana: $S_{D1} = 0,64$

$$\begin{aligned}
 I_0 &= 1,25 \\
 R &= 7 \\
 T &= 4,62 \text{ dt} \\
 C_s &= \frac{0,64}{4,62 \cdot \left(\frac{7}{1,25}\right)} = 0,0247
 \end{aligned}$$

Dan nilai C_s tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_0}\right)}$$

Dimana: $S_{DS} = 0,608$

$$\begin{aligned}
 I_0 &= 1,25 \\
 R &= 7 \\
 C_s &= \frac{0,608}{\left(\frac{7}{1,25}\right)} = 0,108
 \end{aligned}$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari :

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \cdot 0,608 \cdot 1,25 = 0,0334 \geq 0,01$$

Maka nilai C_s diambil **0,0334**

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk gedung Denpasar Icon sebesar 0,5 (SNI 1726:2012), sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut (**Tabel 4.19**):

Tabel 4.19 Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS

Load Case/ Combo	FZ kN
D + 0,5 L	417225,004

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

$$V = C_s W$$

dimana:

$$C_s = 0,0334$$

$$W = 417225,004 \text{ kN}$$

$$V = C_s \times W$$

$$V = 0,0334 \times 417225,004 = \mathbf{13952 \text{ kN}}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85 \cdot \frac{V}{V_t}$ (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut (**Tabel 4.20**):

Tabel 4.20 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS

Beban	Global FX (kN)	Global FY (kN)
Gempa Arah X	7420,133	5012,201
Gempa Arah Y	4724,9215	9249,628

$$V = 13952,4 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 7420,133 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 9249,628 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$7420,133 \text{ kN} > 0,85 \times 13952,4 \text{ kN}$$

$$7420,133 \text{ kN} > 11859,54 \text{ kN} \dots \mathbf{Not \text{ OK!}}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$9249,628 \text{ kN} > 0,85 \times 13952,4 \text{ kN}$$

$$9249,628 \text{ kN} > 11859,54 \text{ kN} \dots \mathbf{Not \text{ OK!}}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat

gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0,85V/V_t$

Arah x :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{xt}} = \frac{11859,54}{7420,133} = 1,598$$

Arah y :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{yt}} = \frac{11859,54}{9249,628} = 1,282$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah sesuai **Tabel 4.21**.

Tabel 4.21 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah *Scale Factor*

Beban	Global FX (kN)	Global FY (kN)
Gempa Arah X	12292,8695	8281,9925
Gempa Arah Y	6084,0238	11930,1695

$$V = 13952,4 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 12292,8695 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 11930,1695 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$12292,8695 \text{ KN} > 0,85 \times 13952,4 \text{ kN}$$

$$12292,8695 \text{ KN} > 11859,54 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$11930,1695 \text{ KN} > 0,85 \times 13952,4 \text{ kN}$$

$$11930,1695 \text{ KN} > 11859,54 \text{ kN} \dots \text{OK!}$$

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

4.3.4.9 Kontrol Dual system

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan shearwall (**Tabel 4.22**)

Tabel 4.22 Kontrol Sistem Ganda

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	KN	%	KN	%
SW	11823,43	73,85%	9590,635	73,29%
SRPM	4185,883	26,15%	3493,755	26,71%
Total	16009,31	100.0%	13084,39	100.0%

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih **besar** dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

4.3.4.10 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90% (**Tabel 4.23**)

Tabel 4.23 Jumlah Respon Ragam

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	4.617	0.4466	0.1015	0
Modal	2	4.017	0.5818	0.6338	0
Modal	3	3.585	0.6988	0.6673	0
Modal	4	1.482	0.772	0.6904	0
Modal	5	1.154	0.8116	0.8011	0
Modal	6	1.015	0.8279	0.823	0
Modal	7	0.751	0.8604	0.8333	0

Modal	8	0.611	0.8742	0.8438	0
Modal	9	0.515	0.8763	0.8891	0
Modal	10	0.455	0.9007	0.8944	0
Modal	11	0.4	0.9112	0.8972	0
Modal	12	0.323	0.9112	0.9232	0

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

4.3.5 Kontrol Drift

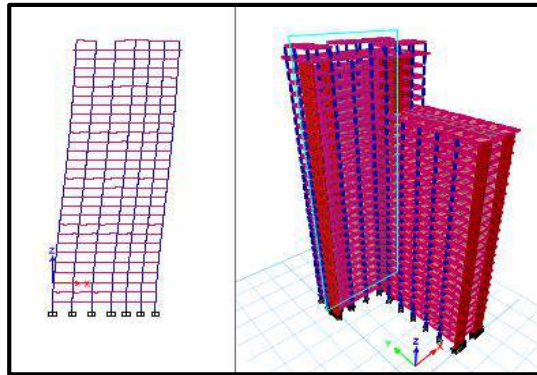
Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan. Simpangan Gedung Denpasar Icon yang didapatkan dengan program bantu ETABS yaitu pada **Gambar 4.13** dan **Gambar 4.14**.

Tabel 4.24 Batas Simpangan Gedung

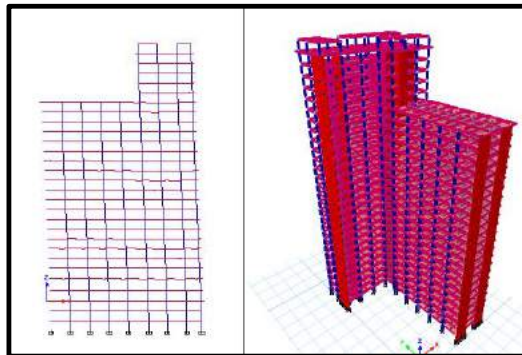
Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}$ ^c	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Untuk sistem struktur dual sistem, drift dibatasi sebesar :

$$\begin{aligned}\Delta &= 0.020.h_{sx} \\ &= 0.020 \times 4000 = 80 \text{ mm (Lantai basement)} \\ \Delta &= 0.020.h_{sx} \\ &= 0.020 \times 4500 = 90 \text{ mm (Lantai 1-3)} \\ \Delta &= 0.020.h_{sx} \\ &= 0.020 \times 4000 = 80 \text{ mm (B1-B3)}\end{aligned}$$



Gambar 4.13 Simpangan Gedung Arah X



Gambar 4.14 Simpangan Gedung Arah Y

- **Gempa Arah X**

Tabel 4.25 Kontrol Simpangan Arah X

Tingkat	hi (m)	Drift (Δx) (mm)	Syarat Δa (mm)	Ket
R mesin	4	0.0853	80	OK
Atap	4	0.0028	80	OK
25	4	0.0030	80	OK

24	4	0.0031	80	OK
23	4	0.0032	80	OK
22	4	0.0033	80	OK
21	4	0.0032	80	OK
20	4	0.0033	80	OK
19	4	0.0034	80	OK
18	4	0.0035	80	OK
17	4	0.0036	80	OK
16	4	0.0035	80	OK
15	4	0.0036	80	OK
14	4	0.0037	80	OK
13	4	0.0038	80	OK
12	4	0.0038	80	OK
11	4	0.0038	80	OK
10	4	0.0039	80	OK
9	4	0.0039	80	OK
8	4	0.0039	80	OK
7	4	0.0039	80	OK
6	4	0.0038	80	OK
5	4	0.0037	80	OK
4	4.5	0.0035	90	OK
3	4.5	0.0034	90	OK
2	4.5	0.0029	90	OK
1	4	0.0023	80	OK
B3	4	0.0016	80	OK
B2	4	0.0007	80	OK

- **Gempa Arah Y**

Tabel 4.26 Kontrol Simpangan Arah Y

Tingkat	hi	Drift	Syarat	Ket
	(m)	(Δx) (mm)	Δa (mm)	
R mesin	4	0.0572	80	OK
Atap	4	0.0023	80	OK
25	4	0.0024	80	OK
24	4	0.0024	80	OK

23	4	0.0024	80	OK
22	4	0.0024	80	OK
21	4	0.0024	80	OK
20	4	0.0024	80	OK
19	4	0.0023	80	OK
18	4	0.0024	80	OK
17	4	0.0024	80	OK
16	4	0.0024	80	OK
15	4	0.0024	80	OK
14	4	0.0024	80	OK
13	4	0.0025	80	OK
12	4	0.0025	80	OK
11	4	0.0025	80	OK
10	4	0.0025	80	OK
9	4	0.0025	80	OK
8	4	0.0024	80	OK
7	4	0.0024	80	OK
6	4	0.0023	80	OK
5	4	0.0022	80	OK
4	4.5	0.0021	90	OK
3	4.5	0.0019	90	OK
2	4.5	0.0017	90	OK
1	4	0.0013	80	OK
B3	4	0.0010	80	OK
B2	4	0.0004	80	OK

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu ETABS. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.3, yaitu:

$$\Delta n = \frac{(\delta_2 - \delta_1)Cd}{I} < \Delta a$$

Sehingga berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan.

4.4 Perencanaan Struktur Utama Pratekan

4.4.1 Umum

Beton pratekan merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Penggunaan pratekan ini juga didasari oleh efisiensi yang mampu diberikan balok pratekan dibandingkan beton bertulang biasa. Pratekan yang menggantikan balok beton bertulang biasa mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi. Pada akhirnya juga dapat memperkecil struktur rangkanya.

Menurut SNI 2847:2013 pasal. 21.5.2.5, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Perencanaan beton pratekan pada Gedung *Denpasar Icon* ini direncanakan dengan metode pasca tarik (*post tension*) dan penulangan sendi pada kepala kolom. Metode pasca tarik adalah metode pratekan dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon pratekan diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya pratekan diberikan.

Perencanaan beton pratekan pada lantai 20 pada balok atas, karena ruangan akan dijadikan *ballroom*, sehingga dibutuhkan ruangan yang bebas hambatan kolom di tengahnya. Jumlah balok pratekan yang didesain adalah 1 buah, dengan panjang bentang bersihnya adalah 18 meter. Sebelum dilakukan perhitungan perencanaan balok pratekan, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan pratekan, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (*servisibility*), dan penggambaran output.

4.4.2 Data Perencanaan Beton Pratekan

Berikut ini adalah data data perencanaan beton pratekan pada *ballroom*:

- Panjang bentang total : 18 m
- Dimensi balok pratekan : 50/70 cm
- $f_c = 40$ MPa (beton pratekan)

- $f_c = 40 \text{ MPa}$ (pelat lantai)
 - d' (jarak serat terluar tarik hingga titik berat tendon) = 15 cm
- Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :

- $f_{ci} = 0,88 \times 40 = 35,2 \text{ MPa}$
- $t_f = 12 \text{ cm}$

Untuk tebal pelat yang digunakan, perencanaan pada tiap lantai atap dengan balok pratekan ketebalan yang digunakan yaitu 12 cm.

- Jarak antar balok pratekan (s) = 8 m

4.4.3 Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (b_w), maka didasarkan pada perumusan yang terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi:

- delapan kali tebal pelat
- setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif ialah sebagai:

$$b_{\text{eff}} = \frac{L}{4} = \frac{18}{4} = 4,5 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b + (8 \times t_f) = 0,5 + (8 \times 0,12) = 1,46 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0,5 \times (L - b) = 0,5 \times (8 - 0,5) = 3,75 \text{ m}$$

Sehingga nilai b_{eff} yang terkecil adalah 1,46 m. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok atau 4,5 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah sebesar 8 m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

4.4.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkur tendon $0,94 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0,8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)
- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan $0,70 f_{pu}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya pratekan.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

- a. Segera setelah peralihan gaya pratekan(sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:
 - Tegangan tekan : $0,60 \times f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 35,2 = 21,12 \text{ Mpa}$
 - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T :
 $\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$
 - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0,70 \times f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)
 $\sigma_{tk} = 0,7 \times f_{ci} = 0,7 \times 35,2 = 24,64 \text{ Mpa}$
 - Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $(0,5) \times \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 c)
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ Mpa}$
- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.
 - Tegangan tekan (beban tetap): $0,45 \times f_c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)

- $\sigma_{tk} = 0,45 \times f'_c = 0,45 \times 40 = 18 \text{ Mpa}$
- Tegangan tekan (beban tetap + beban hidup): $0,6 \times f'_c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)
 $\sigma_{tk} = 0,6 \times f'_c = 0,6 \times 40 = 24 \text{ Mpa}$
- Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)
 Kelas U = $f_t \leq 0,62\sqrt{f'_c}$
 $= f_t \leq 0,62\sqrt{40}$
 $= f_t \leq 3,92 \text{ MPa}$
- Kelas T = $0,62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$
 $= 0,62\sqrt{40} < f_t \leq \sqrt{40}$
 $= 3,92 < f_t \leq 6,32 \text{ MPa}$
- Kelas C = $f_t > \sqrt{f'_c}$
 $= f_t > \sqrt{40}$
 $= f_t > 6,32 \text{ MPa}$

Pada perencanaan ini beton pratekan diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar $0,8\sqrt{f'_c} = 5,059 \text{ MPa}$.

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

f_{py} = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

f'_c = kuat tekan beton saat pemberian pratekan awal, MPa

f_{ci} = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

4.4.5 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yakni:

Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan saat struktur kantilever terdiri dari balok pratekan dan balok melintang. Tahap ini terdiri dari:

- Sebelum diberi gaya pratekan

- b. Pasa saat diberi gaya pratekan
- c. Pada saat peralihan gaya pratekan

Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

Beban mati:

- Berat Pelat :

$$\begin{aligned}
 q_d &= \gamma_{\text{beton}} \times b \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 8 \text{ m} \times 0,12 \text{ m} \\
 &= 2304 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$
- Berat Sendiri Balok Pratekan:

$$\begin{aligned}
 q_d &= \gamma_{\text{beton}} \times b_{\text{balok}} \times h_{\text{balok}} \\
 &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,7 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \\
 &= 840 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$
- Beban Tambahan:

$$\begin{aligned}
 q_d &= \text{Ducting dan plumbing} \times b \\
 &= 0,9 \text{ kg/m}^2 \times 8 \text{ m} \\
 &= 7,2 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup:

- Atap

$$q_1 = 64,987 \text{ kg/m}^2 \text{ (setelah direduksi)}$$
- Hujan

$$q_2 = 20 \text{ kg/m}^2$$
- Atap + Hujan

$$\begin{aligned}
 (q_1 + q_2) \times b &= 84,987 \text{ kg/m}^2 \times b \\
 &= 84,987 \text{ kg/m}^2 \times 8 \\
 &= 679,896 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

4.4.6 Penentuan Gaya Patekan

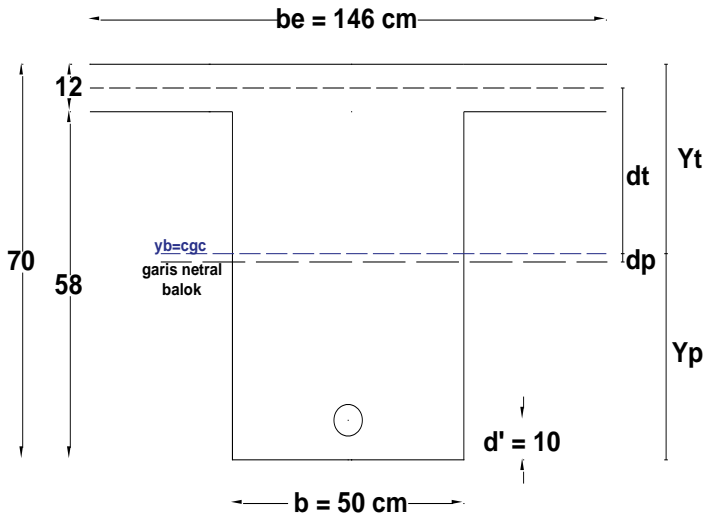
4.4.6.1 Analisa Penampang Global

Penampang balok pratekan menjadi penampang balok T, karena ada pelat lantai. Perhitungan dapat menggunakan perumusan dibawah (SNI 2847:2013 pasal 8.5.1)

$$E_{\text{pelat}} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ Mpa}$$

$$E_{\text{balok}} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_{\text{balok}}}{E_{\text{pelat}}} = \frac{29725,41}{29725,41} = 1$$



Gambar 4.15 Potongan Penampang Tengah Bentang Balok Pratekan

Dari **Gambar 4.15** dapat dilihat tebal pelat (t_f) adalah 12 cm dengan jarak garis berat terhadap c_{gc} adalah dt dan jarak garis netral balok terhadap y_p sebesar dp sedangkan Y_t adalah garis netral penampang balok pratekan secara keseluruhan dari serat atas pelat. Untuk mendapatkan besarnya Y_t perlu diketahui luas penampang balok dan pelat secara total.

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

$$A_{\text{pelat}} = \frac{b_e \times t_f}{n} = \frac{146 \times 12}{1} = 1752 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{balok}} = b \times (h - t_f) = 50 \times (70 - 12) = 2900 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = 4652 \text{ cm}^2$$

Nilai statis momen garis netral penampang balok sebagai berikut:

$$c = \frac{h}{2} + t_f = \frac{70}{2} + 12 = 47 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{\left(A_{\text{pelat}} \times \frac{t_f}{2}\right) + (A_{\text{balok}} \times c)}{A_{\text{total}}} \text{ mm}^3$$

$$y_t = \frac{\left(1752 \times \frac{12}{2}\right) + (2900 \times 47)}{4652} = 31,559 \text{ cm}$$

$$y_b = c_{gc} = 70 - 31,559 = 38,441 \text{ cm}$$

$$d_t = y_t - \frac{t_f}{2} = 31,559 - \frac{12}{2} = 25,559 \text{ cm}$$

$$d_b = y_b - \frac{h - t_f}{2} = 38,441 - \frac{70 - 12}{2} = 9,441 \text{ cm}$$

Setelah didapat data-data diatas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon hendak dipasang yang disebut daerah limit kabel kabel. Tendon dipasang pada daerah yang menyebabkan beton menjadi tertekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok. Dimana:

- $K_t = \frac{W_b}{A_{\text{total}}}$ dan $K_b = \frac{W_t}{A_{\text{total}}}$
- $W_t = \frac{I_{\text{komposit}}}{y_t}$ dan $W_b = \frac{I_{\text{komposit}}}{y_b}$

Keterangan:

K_t = kern atas

I = momen inersia

K_b = kern bawah

Nilai I_{komposit} didapat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12}bh^3 + (A_{\text{balok}} \times db^2) + \frac{1}{12}\frac{b_e}{n}tf^3 + (A_{\text{pelat}} \times dt^2) \\
 &= \frac{1}{12}.50.(70-12)^3 + (2900.9,441^2) + \frac{1}{12} \cdot \frac{146}{1}.12^3 + (1752.25,559^2) \\
 &= 2236991 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$W_t = \frac{I_{\text{komposit}}}{y_t} = \frac{2236991 \text{ cm}^4}{31,559 \text{ cm}} = 70882,82 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_{\text{komposit}}}{y_b} = \frac{2236991 \text{ cm}^4}{38,441 \text{ cm}} = 58192,84 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{\text{total}}} = \frac{58192,84 \text{ cm}^3}{4652 \text{ cm}^2} = 12,509 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{\text{total}}} = \frac{70882,82 \text{ cm}^3}{4652 \text{ cm}^2} = 15,237 \text{ cm}$$

4.4.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)

Tegangan pada beton yang diijinkan

- Pada saat transfer

Tengah bentang: Tarik ijin = 2,97 MPa

Tekan ijin = -21,12 MPa

Tumpuan: Tarik ijin = 2,97 MPa

Tekan ijin = -24,64 MPa

- Pada saat beban layan

Tengah bentang: Tarik ijin = 5,059 MPa

Tekan ijin = -18 MPa

Tumpuan: Tarik ijin = -18 MPa

Tekan ijin = 5,059 MPa

Digunakan decking (selimut beton) = 40 mm = 4 cm

- Eksentrisitas pada tumpuan (e) = $y_t - d' = 315,59 - 18,5$
= 130,59 mm (di atas cgc)
- Eksentrisitas tengah bentang (e) = $y_b - d' = 384,41 - 100$
= 284,41 mm.

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = 0 kgm

Momen lapangan = 63180 kgm

Momen tumpuan kanan = 0 kgm

- Serat atas : $\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$

$$2,97 \geq -\frac{F_o}{465200} + \frac{F_o \times 284,41}{70882820} - \frac{63180000}{70882820}$$

$$F_o = 6379 \text{ kN}$$

- Serat bawah : $\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$

$$-21,12 \leq -\frac{F_o}{465200} - \frac{F_o \times 284,41}{58192840} + \frac{63180000}{58192840}$$

$$F_o = 4544 \text{ kN}$$

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas :

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$-24,64 \geq -\frac{F_o}{465200} + \frac{F_o \times (-130,59)}{70882820} - \frac{(0)}{70882820}$$

$$F_o = 6172 \text{ kN}$$

- Serat bawah :

$$\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$2,97 \leq -\frac{F_o}{465200} - \frac{F_o \times (-130,59)}{58192840} + \frac{(0)}{58192840}$$

$$F_o = 31436 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -101127,87 kgm

Momen lapangan = 77649,22 kgm

Momen tumpuan kanan = -102488,71 kgm

- Serat atas: $\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$

$$-18 \leq -\frac{F}{465200} + \frac{F \times 284,41}{70882820} - \frac{776492200}{70882820}$$

$$F = -3782 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20\%)}$$

$$F_o = -4728 \text{ kN}$$

- Serat bawah (asumsi kelas T):

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$5,059 \geq -\frac{F}{465200} - \frac{F \times 284,41}{58192840} + \frac{776492200}{58192840}$$

$$F = 1177 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20\%)}$$

$$F_o = 1471 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

- Serat atas: $\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$

$$5,059 \leq -\frac{F}{465200} + \frac{F \times (-130,59)}{70882820} - \frac{(-1024887100)}{70882820}$$

$$F = 2355 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20\%)}$$

$$F_o = 2944 \text{ kN}$$

- Serat bawah (asumsi kelas T):

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-18 \geq -\frac{F}{465200} - \frac{F \times (-130,59)}{58192840} + \frac{(-1024887100)}{58192840}$$

$$F = -4108 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20\%)}$$

$$F_o = -5135 \text{ kN}$$

4.4.6.3 Kontrol Gaya Pratekan

Kontrol dilakukan dengan memasukkan satu persatu F_o dan F pada semua kondisi, maka F_o yang membuat tegangan yang

terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan adalah $F_o = 3000 \text{ kN}$.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D

- Serat atas : $\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$

$$2,97 \geq -\frac{3000000}{465200} + \frac{3000000 \times 284,41}{70882820} - \frac{631800000}{70882820}$$

$$2,97 \geq -3,32 \text{ (OK)}$$

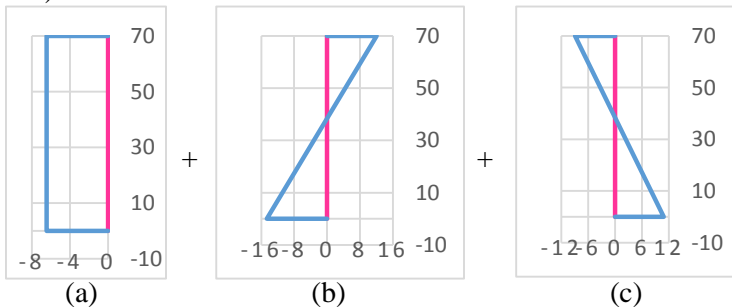
- Serat bawah :

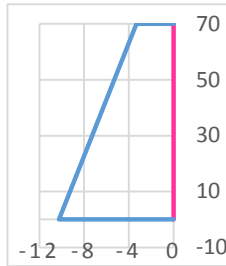
$$\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$-21,12 \leq -\frac{3000000}{465200} - \frac{3000000 \times 284,41}{58192840} + \frac{631800000}{58192840}$$

$$-21,12 \leq -10,25 \text{ (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (**Gambar 4.16**):





(d)

Gambar 4.16 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Transfer

$$(a) -\frac{F_o}{A}, (b) \frac{F_o \times e}{W_b}, (c) \frac{M_{\text{lapangan}}}{W_b}, (d) -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{\text{lapangan}}}{W_b}$$

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D

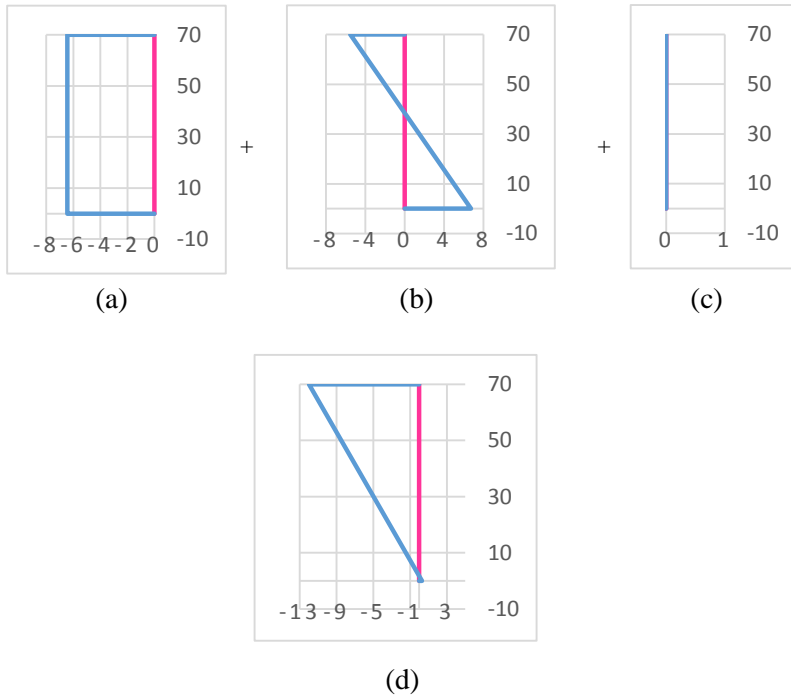
- Serat atas :

$$\begin{aligned} \sigma_t &\leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{\text{tumpuan}}}{W_t} \\ -24,64 &\leq -\frac{3000000}{465200} + \frac{3000000 \times (-130,59)}{70882820} - \frac{(0)}{70882820} \\ -24,64 &\leq -11,98 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Serat bawah :

$$\begin{aligned} \sigma_b &\geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{\text{tumpuan}}}{W_b} \\ 2,97 &\geq -\frac{3000000}{465200} - \frac{3000000 \times (-130,59)}{58192840} + \frac{(0)}{58192840} \\ 2,97 &\geq -0,28 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (**Gambar 4.17**):



Gambar 4.17 Diagram Tegangan Tumpuan Saat Transfer (a) $-\frac{F_o}{A}$,
 (b) $\frac{F_o \times e}{W_b}$, (c) $\frac{M_{tumpuan}}{W_b}$, (d) $-\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-18 \leq -\frac{0,8 \times 2400000}{465200} + \frac{0,8 \times 2400000 \times 284,41}{70882820} - \frac{776492200}{70882820}$$

$$-18 \leq -6,48 \text{ (OK)}$$

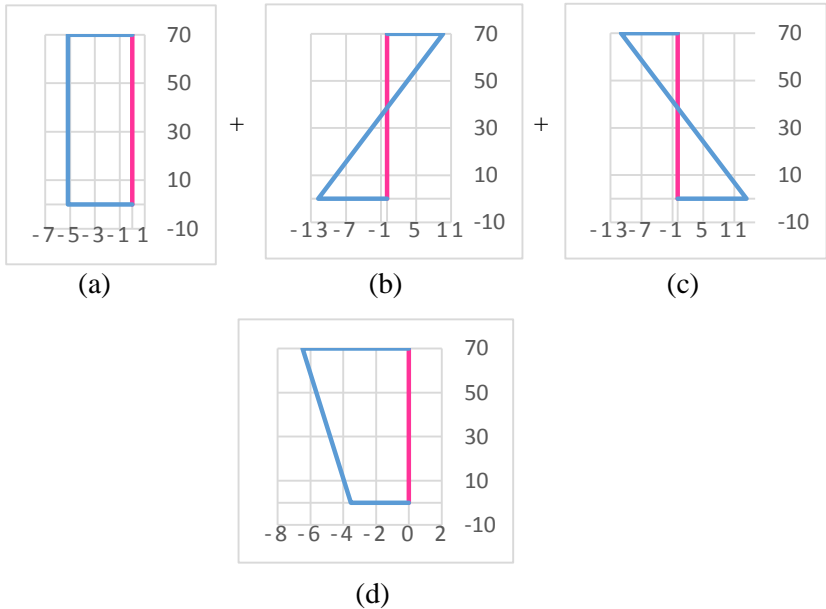
- Serat bawah (asumsi kelas T):

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$\sigma_b \geq -\frac{0,8 \times 2400000}{465200} - \frac{0,8 \times 2400000 \times 284,41}{58192840} + \frac{776492200}{58192840}$$

$$5,059 \geq -3,55 \text{ (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (**Gambar 4.18**):



Gambar 4.18 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Layan (a) -

$$\frac{F_o}{A}, (b) \frac{F_o \times e}{W_b}, (c) \frac{M_{lapangan}}{W_b}, (d) -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Serat atas:

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$\sigma_b \geq -\frac{0,8 \times 2400000}{465200} + \frac{0,8 \times 2400000 \times (-130,59)}{70882820} - \frac{(-1024887100)}{70882820}$$

$$5,059 \geq 4,88 \text{ (OK)}$$

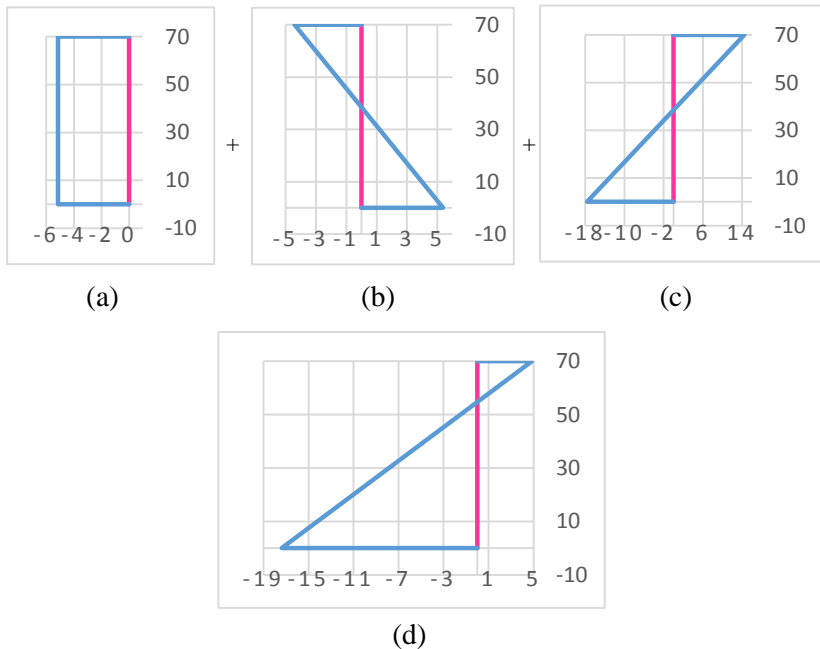
- Serat bawah:

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-18 \leq -\frac{0,8 \times 2400000}{465200} - \frac{0,8 \times 2400000 \times (-130,59)}{58192840} + \frac{(-1024887100)}{58192840}$$

$$-18 \leq -17,39 \text{ (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (**Gambar 4.19**):



Gambar 4.19 Diagram Tegangan Tumpuan Saat Layan (a) $-\frac{F_o}{A}$, (b)

(c) $\frac{F_o \times e}{W_b}$, (d) $\frac{M_{tumpuan}}{W_b}$, (d) $-\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$

4.4.6.4 Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ (strand stress-relieved).

$$F_{p_{\max}} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{\text{perlu}} = \frac{F_o}{f_{p_{\max}}} = \frac{3000000}{1395} = 2150,54 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari *multistrand post-tensioning*, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tendon unit : 5-19

Jumlah strand : 17

Minimum breaking load : 3130 kN

Diameter strand: 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$A_{\text{pakai}} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12,7^2 \times 17 = 2153,51 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena

$$A_{\text{pakai}} > A_{\text{perlu}} \dots (\text{OK})$$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{\text{pakai}} = \frac{F_o}{A_{\text{pakai}}} = \frac{2000000}{1520,12} = 1315,69 \text{ Mpa}$$

4.4.6.5 Perhitungan Kehilangan Gaya Pratekan

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon saat tertentu disbanding pada saat stressing. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada komponen balok pratekan. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

a. Kehilangan akibat slip anker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengangkuran/slip ankur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya pratekan dialihkan ke ankur.

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkuran.

Cek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$g = 2,5 \text{ mm}$

$f_{pakai} = 1393,07 \text{ MPa}$

$\mu = 0,2$ (wire strand tendon)

$K = 0,005$ (wire strand tendon)

$f = 284,41 + 130,59 = 415 \text{ mm}$

$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } \left(\frac{8f}{L}\right) = 0,184$

$L = 18 \text{ m}$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 473,4 \text{ mm} = 0,473 \text{ m}$.

Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 9 \text{ m}$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

- c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja pratekan saat proses pemberian gaya pratekan. Kehilangan pratekan akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 3000 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$\mu = 0,2$ (wire strand tendon)

$K = 0,005$ (wire strand tendon)

$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } \left(\frac{8f}{L}\right) = 0,184$

$$L = 18 \text{ m}$$

$$\text{Nilai } F_{pf} = 2876,609 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{pf} = 3000 - 2876,609 = 123 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{123000}{2153,51} = 57,297 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{57,297}{1393,07} = 4,113 \%$$

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Konstruksi beton pratekan dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan pratekan akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya pratekan karena sebagian gaya pratekan yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok pratekan maka semakin besar gaya pratekan yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya pratekan yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen kumulatif yang terjadi pada dasar kolom lantai dasar, maka pada saat jacking, dasar kolom tiap lantai didesain dengan sendi, dalam realisasinya dilapangan menggunakan penampang lingkaran dan menggunakan pengekan spiral. Perubahan penampang yang signifikan pada dasar kolom, memperkecil kemampuan kolom untuk menahan momen yang terjadi akibat jacking

Dapat di hitung kahilangan yang terjadi akibat desain sendi ini. Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan ETABS, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut

$$M_B = 37649,81 \text{ kgm}$$

$$M_A = 0 \text{ kgm}$$

$$\Delta P = \frac{(37649,81+0)}{4} \times 10 = 94124,53 \text{ N}$$

$$\Delta f_p = \frac{94124,53}{2153,51} = 43,71 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom ialah :

$$\Delta f_p = \frac{43,71}{1393,07} = 3,14 \%$$

2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

a. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkai:

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

Dimana :

$$K_{cr} = 2 \text{ untuk metode pra-tarik}$$

$$= 1,6 \text{ untuk metode pasca-tarik}$$

$f_{c_{ds}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal pratekan

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{3000000}{465200} + \frac{3000000 \times 284,41}{58192840} \right) \times \frac{284,41}{290} = 20,7 \text{ MPa}$$

$$f_{c_{ds}} = \left(\frac{631800000}{58192840} \right) \times \frac{284,41}{290} = 10,65 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 67,62 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat rangkaiak ialah :

$$\Delta f_{cr} = \frac{67,62}{1393,07} = 4,854 \%$$

b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat susut :

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{SH} \cdot E_s \cdot \left[1 - 0,06 \left(\frac{V}{S} \right) \right] \cdot [100 - RH]$$

RH = 80% (untuk kota Denpasar)

$$K_{sh} = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

$$\frac{V}{S} = \frac{\text{luas penampang beton}}{\text{keliling penampang beton}} = \frac{465200}{4320} = 10,77 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 6,728$$

$$SH = 1,67 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{1,67}{1393,07} = 0,12 \%$$

c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] \cdot C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$K_{re} = 138 \text{ MPa}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1393,07}{1860} = 0,749, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ ialah sebagai}$$

berikut:

$$C = 1,37$$

$$RE = [138 - 0,15 \cdot (1,67 + 2,47 + 0)] \times 1,37 = 123,76 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{123,76}{1393,07} = 8,88 \%$$

Total kehilangan pratekan :

$$4,113 + 3,14 + 4,854 + 0,12 + 8,88 = \mathbf{21,1071 \%}$$

4.4.6.6 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan

a. Kontrol akibat beban layan

Besar gaya pratekan setelah terjadi kehilangan pratekan ialah sebesar berikut :

$$F = \frac{100 - 21,1071}{100} \times 3000 = 2366,8 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -101127,87 kgm

Momen lapangan = 77649,22 kgm

Momen tumpuan kanan = -102488,71 kgm

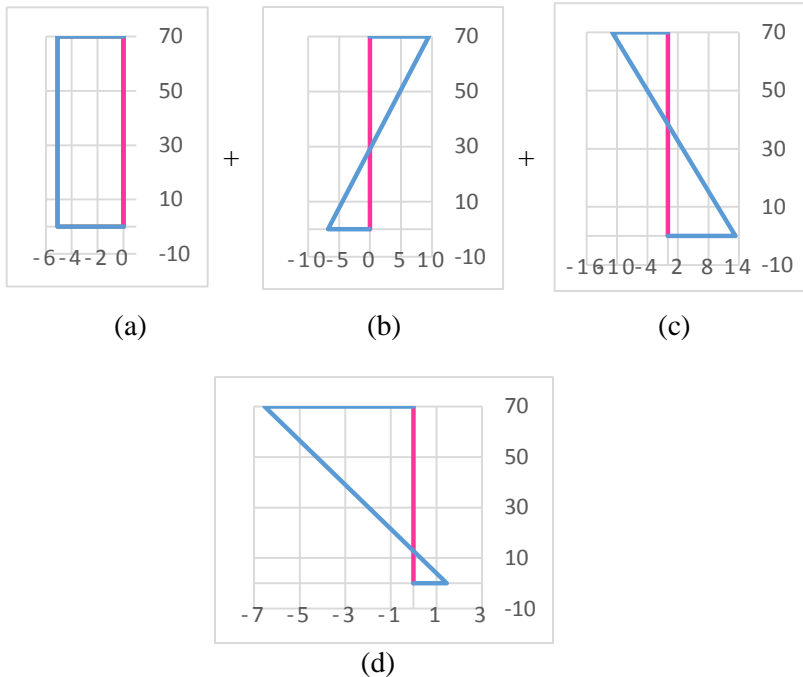
• Serat atas

$$\begin{aligned} \sigma_t &\leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t} \\ -18 &\leq -\frac{2366788,115}{465200} + \frac{2366788,115 \times 284,41}{70882820} - \frac{776492200}{708828200} \\ -18 &\leq -6,55 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

• Serat bawah

$$\begin{aligned} \sigma_b &\geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b} \\ 5,059 &\geq -\frac{2366788,115}{465200} - \frac{2366788,115 \times 284,41}{58192840} + \frac{776492200}{58192840} \\ 5,059 &\geq 1,45 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (**Gambar 4.20**):



Gambar 4.20 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Layan

Setelah Kehilangan Prategang (a) $-\frac{F_o}{A}$, (b) $\frac{F_o \times e}{W_b}$, (c) $\frac{M_{\text{lapangan}}}{W_b}$,
 (d) $-\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{\text{lapangan}}}{W_b}$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -101127,87 kgm

Momen lapangan = 77649,22 kgm

Momen tumpuan kanan = -102488,71 kgm

• Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{\text{tumpuan}}}{W_t}$$

$$5,059 \geq -\frac{2366788,115}{465200} + \frac{2366788,115 \times (-130,59)}{70882820} - \frac{(-1024887100)}{708828200}$$

$$5,059 \geq 3,70 \text{ MPa}$$

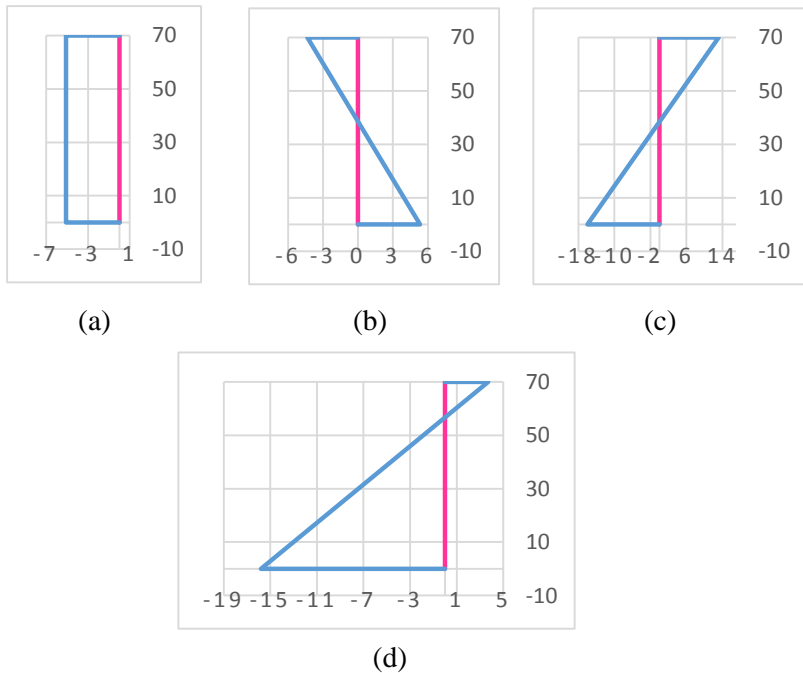
- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-18 \leq -\frac{2366788,115}{465200} - \frac{2366788,115 \times (-130,59)}{58192840} + \frac{(-1024887100)}{58192840}$$

$$-18 \leq -15,79 \text{ MPa}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (**Gambar 4.21**):



Gambar 4.21 Diagram Tegangan Tumpuan Saat Layan Setelah

Kehilangan Prategang (a) $-\frac{F_o}{A}$, (b) $\frac{F_o \times e}{W_b}$, (c) $\frac{M_{tumpuan}}{W_b}$,

(d) $-\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$

b. Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5 yaitu

- (a) Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari **3,5 MPa dan $\frac{f'_c}{10}$** .

Dimana:

$$\frac{f'_c}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ MPa dan } 3,5 \text{ MPa, maka diambil nilai } 3,5 \text{ MPa}$$

Dengan menggunakan cara interpolasi maka didapatkan f_{pc} sebesar $-2,9 \text{ MPa} < -3,5 \text{ MPa}$ (OK).

c. Kontrol Gaya Pratekan Akibat Gempa

Menurut SNI 2847:2013, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif.

Ketika terjadi gempa dan beban hidup maksimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L+ 1 RspX

$$\text{Momen tumpuan (-)} = -121202,22 \text{ kg.m}$$

$$\text{Momen tumpuan (+)} = -81054,64 \text{ kg.m}$$

$$\text{Momen Tumpuan (-)} = -121202,22 \text{ kg.m}$$

• Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$5,059 \geq -\frac{2366788,115}{465200} + \frac{2366788,115 \times (-130,59)}{70882820} - \frac{(-1212022200)}{708828200}$$

$$5,059 \geq 3,83 \text{ Mpa (OK)}$$

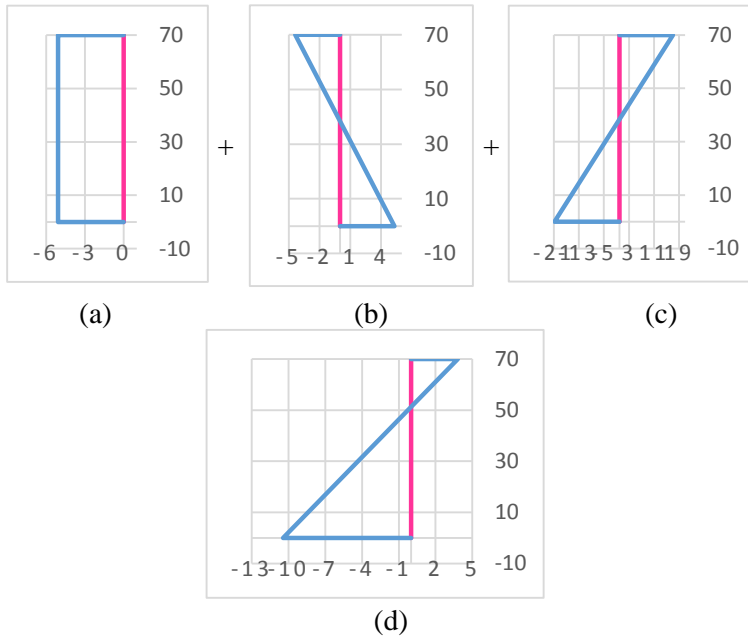
• Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-18 \leq -\frac{2366788,115}{465200} - \frac{2366788,115 \times (-130,59)}{58192840} + \frac{(-1212022200)}{58192840}$$

$$-18 \leq -10,43 \text{ MPa (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (**Gambar 4.22**):



Gambar 4.22 Diagram Tegangan Tumpuan Beton Pratekan Menerima Momen Negatif Akibat Kombinasi 1D+1L+ 1

$$\text{Rsp} \times (a) - \frac{F_0}{A}, (b) \frac{F_0 \times e}{W_b}, (c) \frac{M_{\text{tumpuan}}}{W_b}, (d) - \frac{F_0}{A} - \frac{F_0 \times e}{W_b} + \frac{M_{\text{tumpuan}}}{W_b}$$

$$\text{Momen tumpuan (+)} = -81054,64 \text{ kg.m}$$

• Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{\text{tumpuan}}}{W_t}$$

$$5,059 \geq -\frac{2366788,115}{465200} + \frac{2366788,115 \times (-130,59)}{70882820} - \frac{(-810546400)}{708828200}$$

$$5,059 \geq 1,99 \text{ Mpa (OK)}$$

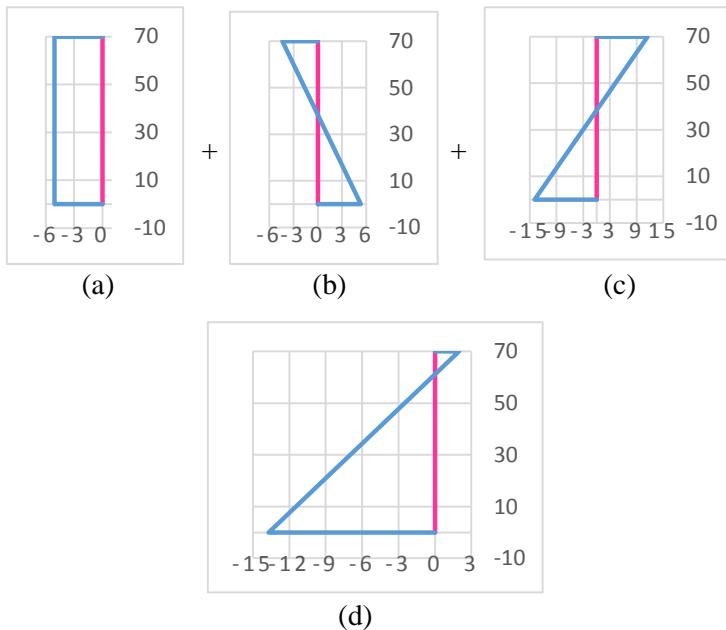
- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-18 \leq -\frac{2366788,115}{465200} - \frac{2366788,115 \times (-130,59)}{58192840} + \frac{(-810546400)}{58192840}$$

$$-18 \leq -13,71 \text{ MPa (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (**Gambar 4.23**):



Gambar 4.23 Diagram Tegangan Tumpuan Beton Pratekan Menerima Momen Positif Akibat Kombinasi 1D+1L+ 1 Rsp_x

(a) $-\frac{F_o}{A}$, (b) $\frac{F_o \times e}{W_b}$, (c) $\frac{M_{tumpuan}}{W_b}$, (d) $-\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$

Ketika terjadi gempa dan beban hidup minimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+0,5L+ 1 Rsp_x
 Momen tumpuan (-) = -114812,32 kg.m

Momen tumpuan (+) = -74665,85 kg.m

Momen Tumpuan (-) = -114812,32 kg.m

• Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$5,059 \geq -\frac{2366788,115}{465200} + \frac{2366788,115 \times (-130,59)}{70882820} - \frac{(-1148123200)}{708828200}$$

$$5,059 \geq 4,05 \text{ Mpa (OK)}$$

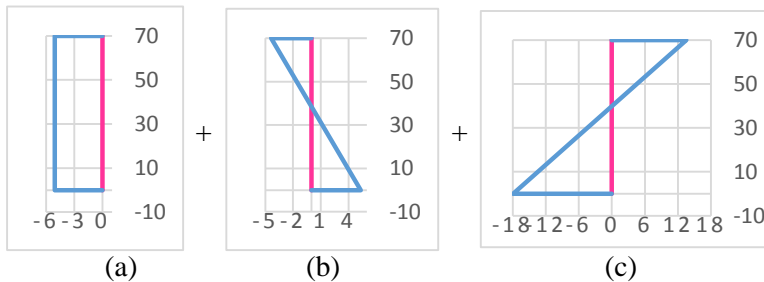
• Serat bawah

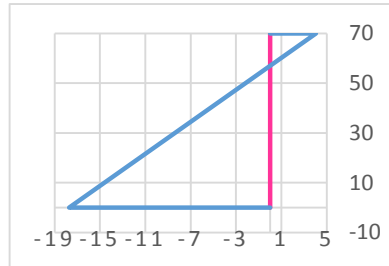
$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-18 \leq -\frac{2366788,115}{465200} - \frac{2366788,115 \times (-130,59)}{58192840} + \frac{(-1148123200)}{58192840}$$

$$-18 \leq -17,71 \text{ MPa (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (**Gambar 4.24**):





(d)

Gambar 4.24 Diagram Tegangan Tumpuan Beton Pratekan Menerima Momen Negatif Akibat Kombinasi 1D + 0,5L + 1

$$R_{spx} \text{ (a) } - \frac{F_o}{A}, \text{ (b) } \frac{F_o \times e}{W_b}, \text{ (c) } \frac{M_{tumpuan}}{W_b}, \text{ (d) } - \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

Momen tumpuan (+) = -74665,85 kg.m

• Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$5,059 \geq -\frac{2366788,115}{465200} + \frac{2366788,115 \times (-130,59)}{70882820} - \frac{(-746658500)}{708828200}$$

$$5,059 \geq 1,09 \text{ Mpa (OK)}$$

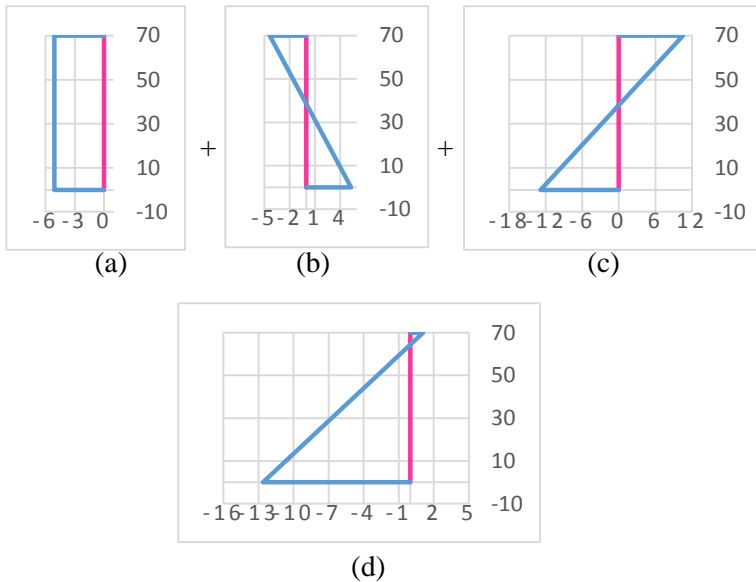
• Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-18 \leq -\frac{2366788,115}{465200} - \frac{2366788,115 \times (-130,59)}{58192840} + \frac{(-746658500)}{58192840}$$

$$-18 \leq -12,61 \text{ MPa (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (**Gambar 4.25**):



Gambar 4.25 Diagram Tegangan Tumpuan Beton Pratekan
Menerima Momen Positif Akibat Kombinasi $1D + 0,5L + 1$

$$\text{Rsp} \text{ (a) } -\frac{F_o}{A}, \text{ (b) } \frac{F_o \times e}{W_b}, \text{ (c) } \frac{M_{\text{tumpuan}}}{W_b}, \text{ (d) } -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{\text{tumpuan}}}{W_b}$$

Kontrol lentur yang dilakukan terhadap beton pratekan sudah memenuhi syarat, baik saat sebelum atau sesudah kehilangan pratekan dengan F_o sebesar 3000 kN.

4.4.6.7 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 tabel 9.5.b.

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{18000}{480} = 37,5 \text{ mm}$$

e. Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat tendon sebesar

$$\Delta l_{po} = 61 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat berat sendiri

Dalam perhitungan lendutan saat transfer/jacking pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari hasil ETABS. Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat berat sendiri sebesar

$$\Delta l_{ql} = 50,162 \text{ mm } (\downarrow)$$

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = -61 + 50,162 = -11,337 \text{ mm } (\downarrow)$$

Syarat : $f < f_{ijin} = -11,337 \text{ mm} < 37,5 \text{ mm (OK)}$

f. Lendutan saat beban layan

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat tendon sebesar

$$\Delta l_{po} = 16,424 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat berat sendiri

Dalam perhitungan lendutan saat transfer/jacking pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung

dari hasil ETABS. Dari hasil output ETABS didapatkan lendutan akibat berat sendiri sebesar

$$\Delta l_{ql} = 38,308 \text{ mm } (\downarrow)$$

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = -16,424 + 38,308 = 21,884 \text{ mm} (\downarrow)$$

$$\text{Syarat : } f < f_{ijin} = 21,884 \text{ mm} < 37,5 \text{ mm (OK)}$$

4.4.6.8 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

- Tumpuan

a. Momen Nominal Tendon Prategang

$$A_{ps} = 2153,51 \text{ mm}^2$$

$$d = (h - d') = 700 - 100 = 600 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,764$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari}$$

$$0,17. \text{ Diambil } \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,764} 0,17 \right\} = 1632,37 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 2153,51 \times 1632,37 = 3515325,119 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = \frac{3515325,119}{0,85 \cdot 40 \cdot 500} = 206,78 \text{ mm}$$

$$M_n = T. \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 3515325,119 \left(600 - \frac{206,78}{2} \right) \times 10^{-6} = 1745,74 \text{ kN.m}$$

$$25\% \phi M_n = 25\% \times 0,9 \times 1745,74 \text{ kN.m}$$

$$= 392,79 \text{ kN.m}$$

$$Mu \text{ akibat gempa maks} = 1573,39 \text{ kN.m}$$

Sehingga Momen yang harus di tanggung tulangan lunak

$Mu - 25\% \phi M_n = 1573,39 - 392,79 = 1180,60 \text{ kN.m}$. Jadi momen yang digunakan untuk tulangan lunak adalah 1180,60 kN.m

b. Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- $Mu = 11180,60 \text{ kN.m}$
- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Dimensi balok : 50/70 cm
- Dimensi kolom : 55/75 cm
- Panjang balok : 18 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 29 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 13 mm
- Selimut beton : 40 mm
- $d = 700 - 40 - 13 - \frac{29}{2} = 632,5 \text{ mm}$

c. Penulangan Lentur

Rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0,00395$$

Jadi dipakai $\rho_{\min} = 0,00395$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 ps 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0,764$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,038964$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,038964 = 0,02922$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

- Tulangan Lentur Tumpuan

Menentukan R_n

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{1180,60 \times 1000000}{0,9 \times 500 \times 632,5^2} = 6,558 \text{ N/mm}^2$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7)

Menentukan rasio tulangan yang perlu

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmR_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = 0,01838$$

Syarat:

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

$$0,00395 < 0,01838 < 0,0292$$

Maka, $\rho_{\text{pakai}} = 0,01838$

Menentukan luas tulangan atas (A_s) dari ρ yang didapat:

$$A_s = \rho b d = 0,01838 \times 500 \times 632,5 = 5812,675 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan tumpuan atas:

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi \phi^2} = \frac{5812,675}{\frac{1}{4} \pi 29^2} = 8,805 \approx 9 \text{ Tulangan}$$

Menentukan luas tulangan bawah (A_s) dari ρ yang didapat:

$$A_s = \frac{1}{2} \rho b d = \frac{1}{2} \times 0,01838 \times 500 \times 632,5 = 2906,338 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan tumpuan bawah:

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi \phi^2} = \frac{2906,338}{\frac{1}{4} \pi 29^2} = 4,402 \approx 5 \text{ Tulangan}$$

- **Lapangan**

a. Momen Nominal Tendon Prategang

$$A_{ps} = 2153,51 \text{ mm}^2$$

$$d = (h - d') = 700 - 100 = 600 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,764$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$\text{Dipakai } \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,764} 0,17 \right\} = 1632,37 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 2153,51 \times 1632,37 = 3515325,119 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = \frac{3515325,119}{0,85 \cdot 40 \cdot 500} = 206,78 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3515325,119 \left(600 - \frac{206,78}{2} \right) \times 10^{-6} \\ = 1745,746 \text{ kN.m}$$

$$25\% \phi M_n = 25\% \times 0,9 \times 1745,746 \text{ kN.m} = 392,793 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mu akibat gempa maks} = 997,308 \text{ kN.m}$$

Sehingga Momen yang harus di tanggung tulangan lunak adalah $\text{Mu} - 25\% \cdot \phi M_n = 997,308 - 392,793 = 604,515 \text{ kN.m}$. Jadi momen yang digunakan untuk tulangan lunak adalah 604,515 kN.m

b. Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- $M_u = 604,515 \text{ kN.m}$
- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Dimensi balok : 50/70 cm
- Dimensi kolom : 55/75 cm
- Panjang balok : 18 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 29 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 13 mm
- Selimut beton : 40 mm
- $d = 700 - 40 - 13 - \frac{29}{2} = 632,5 \text{ mm}$

c. Penulangan Lentur

Rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0,00395$$

Jadi dipakai $\rho_{\min} = 0,00395$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 ps 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0,764$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,038964$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,038964 = 0,02922$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

- Tulangan Lentur Lapangan

Menentukan R_n

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{604,515 \times 1000000}{0,9 \times 500 \times 632,5^2} = 3,358 \text{ N/mm}^2$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7)

Menentukan rasio tulangan yang perlu

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x_m R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = 0,00886$$

Syarat:

$$\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$$

$$0,00395 < 0,00886 < 0,0292$$

Maka, $\rho_{pakai} = 0,00886$

Menentukan luas tulangan bawah (As) dari ρ yang didapat:

$$As = \rho b d = 0,00886 \times 500 \times 632,5 = 2801,975 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan lapangan bawah:

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi \phi^2} = \frac{2801,975}{\frac{1}{4} \pi 29^2} = 4,244 \approx 5 \text{ Tulangan}$$

Menentukan luas tulangan atas (As) dari ρ yang didapat:

$$As = \frac{1}{2} \rho b d = 0,00886 \times 500 \times 632,5 = 1400,988 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan lapangan atas:

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi \phi^2} = \frac{1400,988}{\frac{1}{4} \pi 29^2} = 2,122 \approx 3 \text{ Tulangan}$$

Maka pada tumpuan atas digunakan 9-D29 dan pada tumpuan bawah digunakan 5-D29, Perhitungan Tulangan lentur di lapangan didapatkan menggunakan dipasang lapangan bawah 5-D29 dan lapangan atas 3-D29.

4.4.6.9 Penulangan Geser

Perhitungan Tulangan Geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.3, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen stuktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Besarnya momen probable dipengaruhi oleh disain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen probable dapat dicari dengan rumus berikut:

$$M_{pr} = A_s (1,25 \times f_y) \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Sehingga didapatkan sebagai berikut (**Tabel 4.27**):

Tabel 4.27 Momen Probable

Bentang (m)	Posisi		Tulangan (n)	D (mm)	As (mm ²)	a (mm)	Mpr (kNm)
18	Gempa kanan	+	9	29	5941.665	174.755	1619.468
		-	5	29	3300.925	97.086	963.799
	Gempa kiri	+	9	29	5941.665	174.755	1619.468
		-	5	29	3300.925	97.086	963.799

- Beban terbagi rata pada balok prategang (W_u)

- Berat Pelat :

$$\gamma. \text{beton} \times s \times \text{tebal plat} = 24 \times 8 \times 0,12 = 23,04 \text{ kN/m}$$

- Berat Sendiri Balok

$$\gamma. \text{beton} \times b \times h = 24 \times 0,5 \times 0,7 = 8,40 \text{ kN/m}$$

- Beban Mati tambahan

$$q_d \times s = 0,90 \times 8 = 7,2 \text{ kN/m}$$

- Beban Hidup

$$q_l \times s = 0,849 \times 8 = 6,799 \text{ kN/m}$$

Sehingga didapat:

$$\text{Beban mati} : 31,512 \text{ kN/m}$$

Beban hidup : 6,799 kN/m

Beban terbagi rata ultimate (W_u) :

$$W = (1,2D + 1L) = 1,2 \times 31,512 + 1,0 \times 6,799 = 44,613 \text{ kN/m}$$

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja

Analisa terhadap Gempa :

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} - \frac{W_u \times L_n}{2}$$

$$V_e = \frac{1619,468 + 963,799}{18 - 0,75} - \frac{44,613 \times (18 - 0,75)}{2}$$

$$V_e = -235,036 \text{ kN}$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{W_u \times L_n}{2}$$

$$V_e = \frac{1619,468 + 963,799}{18 - 0,75} + \frac{44,613 \times (18 - 0,75)}{2}$$

$$V_e = 534,545 \text{ kN}$$

Cek: $V_e > V_u$

$$V_e = 534,545 \text{ kN} > V_u = 459,91 \text{ kN (OK)}$$

Maka digunakan, $V_e = 534,545 \text{ kN}$

a. Pemasangan Tulangan Geser di daerah sendi plastis

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila:

- Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi ($1,2D + 1L$)

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = 149,755 \text{ kN} > 0,5 \times 534,545 = 267,272 \text{ kN}$$

(NOT OK)

- Gaya aksial tekan $< 0,2 \times A_g \times f'_c = 0,2 \times (500 \times 700) \times 40 = 2800 \text{ KN}$, karena gaya aksial pada balok sangat kecil maka syarat ke-2 memenuhi (OK)

Dari kedua syarat diatas terdapat bahwa pada syarat nomor a tidak terpenuhi maka dapat dikatakan $V_c \neq 0$ tapi pada kondisi ini balok prategang di desain menggunakan tegangan tarik kelas T (Transisi) dimana beton diperbolehkan tidak terjadi retak maupun terjadi retak dengan demikian maka diambil $v_c = 0$

$$V_e \leq \phi V_s$$

Dimana

$$\phi = 0,75$$

$$V_e = 534,545 \text{ kN}$$

Sehingga $V_s =$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} = \frac{534,545}{0,75} = 712,726 \text{ kN}$$

Kontrol kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih besar dari $V_s \text{ max}$ maupun lebih kecil dari $V_s \text{ min}$

$$V_s \text{ min} = \frac{1}{3} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times 500 \times 632,5 = 105,416 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = \frac{2}{3} \sqrt{40} \times 500 \times 632,5 \times 10^{-3} = 1333,427 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ min} < V_s < V_s \text{ max}$$

$$105,416 < 712,727 < 1333,427 \text{ (OK)}$$

Jadi $V_s = 712,276 \text{ kN}$

Direncanakan sengkang 4 kaki D13

$$A_v = 4 \times 1/4 \times \pi \times 13^2 = 530,66 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = 188,371 \text{ mm}$$

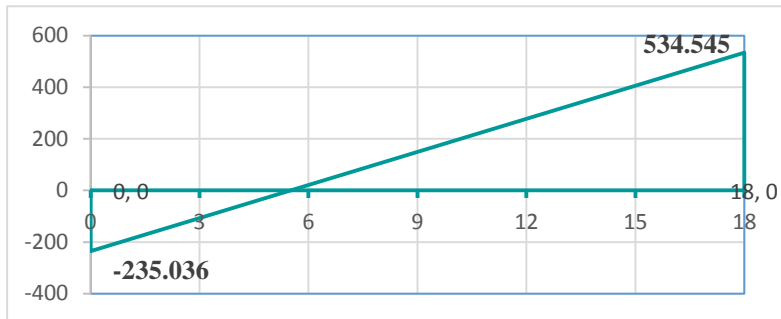
Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.5.3.2:

1. $d/4 = 632,5/4 = 158,125 \text{ mm}$
2. $6 \times D_{\text{utama}} = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$

$$3. \quad 150 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 150 mm. Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$ dari muka kolom Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

b. Pemasangan Tulangan Geser di luar sendi plastis



Gambar 4.26 Grafik Ve

Dengan cara interpolasi pada grafik Ve (**Gambar 4.26**), didapatkan besarnya Ve diluar sendi plastis ($2.h = 1400 \text{ mm} = 1,4 \text{ m}$)

$$V_e = 474,689 \text{ kN}$$

Maka didapatkan nilai Vs:

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} = \frac{474,689}{0,75} = 632,918 \text{ kN}$$

Cek:

$$V_{s, \min} < V_s < V_{s, \max}$$

$$105,41 < 632,918 < 1333,427 \text{ (OK)}$$

Jadi $V_s = 632,918 \text{ kN}$

Direncanakan sengkang 4 kaki D13

$$A_v = 4 \times 1/4 \times \pi \times 13^2 = 530,66 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = 212,124 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013, pasal. 21.5.3.3 dan pasal 21.5.3.4:

1. $d/2 = 632,5/2 = 316,25 \text{ mm}$
2. $350 \text{ mm} = 350 \text{ mm}$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 200 mm.

4.4.6.10 Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sebagai berikut: **Tu kurang dari**

$$\phi \cdot 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

Φ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi)

Besarnya torsi didapatkan dari program bantu ETABS, T_u dipilih dengan cara gabungan nilai torsi pada balok (torsi envelope). Didapat dari ETABS

$$T_u = 73,53 \text{ kN.m}$$

Kontrol kebutuhan torsi:

$$T_u \leq \phi \cdot 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$A_{cp} = b \times h = 500 \times 700 = 350000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 (b + h) = 2 (500 + 700) = 2400 \text{ mm}$$

$$T_u = 73,53 \text{ kN.m}$$

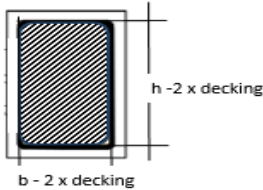
$$T_n = \frac{73,53}{0,75} = 98,040 \text{ kN.m}$$

$$73,53 \text{ kNm} \leq 0,75 \times 0,083 \times 1 \sqrt{40} \frac{(350000)^2}{2400} \times 10^{-6}$$

20,095 kN.m (NOT OK)

Persyaratan diatas tidak terpenuhi, maka balok pratekan memerlukan tulangan torsi.

1. Penulangan Torsi Sengkan



Aoh = (luas batas sengkang terluar)

Poh = (keliling batas sengkang terluar)

$$bh = b - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot d \cdot \text{sengkan}\right)$$

$$= 500 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 13\right)$$

$$= 407 \text{ mm}$$

$$hh = h - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot d \cdot \text{sengkan}\right)$$

$$= 700 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 13\right) = 607 \text{ mm}$$

$$Aoh = 407 \text{ mm} \times 607 \text{ mm} = 247049 \text{ mm}^2$$

$$Poh = 2 \cdot (407 + 607) = 2028 \text{ mm}$$

$$Ao (0.85 \times Aoh) = 209991,65 \text{ mm}^2$$

$$S = 1000 \text{ mm}$$

- Perhitungan Luas sengkang torsi perimeter:

Berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6.) maka luas sengkang torsi perimeter dapat dihitung seperti berikut:

$$\frac{Avt}{s} = \frac{T_n}{2 \times Aoh \times f_y \times \cot 45^\circ}$$

$$\frac{1000}{Avt} = \frac{98040000}{2 \times 247049 \times 400 \times \cot 45^\circ}$$

$$Avt = 496,055 \text{ mm}^2$$

- Kontrol luas sengkang geser dan torsi:

Tulangan sengkang sebelum torsi : 4D13-150 (Tumpuan)

$$\text{Luas sengkang perimeter (Avs)} = \frac{(n \times 0.25 \times \pi \times d^2 \times S)}{s}$$

$$= \frac{(4 \times 0.25 \times \pi \times 13^2 \times 1000)}{150}$$

$$= 3537,733 \text{ mm}^2$$

$$Avs + Avt = 496,055 + 3537,733 = 4033,788 \text{ mm}^2$$

Jarak sengkang total:

$$S = \frac{n \times 0.25 \times \pi \times d^2 \times S}{Avs + Avt}$$

$$s = \frac{4 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{4033,788} = 131,553 \text{ mm}$$

Dengan syarat:

- a. $S = \frac{P_{oh}}{8} = \frac{2028}{8} = 253,5 \text{ mm}$
- b. $S \leq 300 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan sengkang setelah ditambah torsi sebanyak 4 D13-100 mm

2. Penulangan Torsi Lentur

Berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.7.) penulangan lentur akibat torsi dapat dihitung sebagai berikut:

$$A_{vt} = 496,055 \text{ mm}^2$$

$$S = 1000 \text{ mm}$$

$$f_y \text{ geser} = 400 \text{ MPa}$$

$$f_y \text{ lentur} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \times P_{oh} \times \left(\frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}} \right) \times \cot^2 45^\circ \\ &= \frac{496,055}{1000} \times 2028 \times \left(\frac{400}{400} \right) \times \cot^2 45^\circ = 1006,001 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari A_t yang didapatkan didistribusikan sebanyak 25% ke setiap sisi, maka didapatkan A_t untuk samping kiri dan kanan sebesar:

$$n = \frac{A_t}{0,25 \times \pi \times D^2} = \frac{0,5 \times 1006,001}{0,25 \times \pi \times 29^2} = 0,76 \approx 2 \text{ buah}$$

Jadi tulangan lentur yang digunakan sebanyak 2 buah, 1 buah diletakkan disisi kiri, dan 1 buah disisi kanan.

4.4.6.11 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan

Kontrol momen nominal dilakukan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja pratekan yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja telah memenuhi kontrol momen. Kontrol penampang dilakukan agar mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah telah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa. Dalam perhitungan ini, konsep

keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C' = T$$

1. Momen Nominal Oleh Tendon Pratekan

a. Tumpuan

$$A_{ps} = 2153,51 \text{ mm}^2$$

$$d = h - d' = 700 - 100 = 600 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,764$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

$$\text{Dimana nilai } \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17, \text{ maka}$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,764} 0,17 \right\} = 1632,37 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 2153,51 \times 1632,37 = 3515325,119 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = \frac{3515325,119}{0,85 \cdot 40 \cdot 500} = 206,78 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3515325,119 \left(600 - \frac{206,78}{2} \right) \times 10^{-6} \\ = 1745,746 \text{ kNm}$$

b. Lapangan

$$A_{ps} = 2153,51 \text{ mm}^2$$

$$d = h - d' = 700 - 100 = 600 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,764$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Dimana nilai $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = 0,17$, maka

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,764} 0,17 \right\} = 1632,37 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 2153,51 \times 1632,37 = 3515325,119 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = \frac{3515325,119}{0,85 \cdot 40 \cdot 500} = 206,78 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3515325,119 \left(600 - \frac{206,78}{2} \right) \times 10^{-6} \\ &= 1745,746 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.4.6.12 Momen Nominal Oleh Tulangan Lunak

a. Tumpuan

Dipakai tulangan lentur 9 D 29

$$A_s = 5941,665 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$d = 632,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{5941,665 \times 400}{0,85 \times 40 \times 500} = 139,804 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 5941,665 \cdot 400 \cdot \left(632,5 - \frac{139,804}{2} \right) \\ &= 1337,108 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Lapangan

Dipakai tulangan lentur 5 D 29

$$A_s = 3300,925 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$d = 632,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{3300,925 \times 400}{0,85 \times 40 \times 500} = 77,668 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3300,925 \cdot 400 \cdot \left(632,5 - \frac{77,668}{2} \right) \\ &= 783,858 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.4.6.13 Momen Ultimate (Mu)

Nilai Mu yang diambil ialah kombinasi antara beban hidup dan mati, ditambah dengan analisa beban gempa maksimum yang terjadi. Berikut adalah rekap momen ultimate dari berbagai kombinasi beban (**Tabel 4.28**).

Tabel 4.28 Momen Ultimate

Kombinasi	Lokasi	Momen (kN.m)
1,4D	Tumpuan	-1236.9042
	Lapangan	950.641
	Tumpuan	-1248.553
1,2D + 1,6L	Tumpuan	-1264.6447
	Lapangan	970.7759
	Tumpuan	-1283.0899
1,2D + 1L ± Rsp _x +0,1216 D	Tumpuan	-1556.3653
	Lapangan	992.4286
	Tumpuan	-1573.3931
1,2D + 1L ± Rsp _y +0,1216 D	Tumpuan	-1437.593
	Lapangan	997.0605
	Tumpuan	-1455.6078
0.9D ± Rsp _x - 0,1216 D	Tumpuan	-948.6708
	Lapangan	530.9959
	Tumpuan	-955.8911
0,9D ± Rsp _y - 0,1216 D	Tumpuan	-829.8985
	Lapangan	530.7489
	Tumpuan	-838.1057
Max	Tumpuan	-1556.3653
	Lapangan	997.0605
	Tumpuan	-1573.3931

4.4.6.14 Momen Nominal Total (M_n)

a. Tumpuan (1,2D + 1,6L)

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ total} &= M_n \text{ tump (tendon)} + M_n \text{ tump (lentur)} \\
 &= 1745,745 + 1337,108 \\
 &= 3082,853 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &\geq M_u \text{ max tumpuan, dimana nilai } \phi = 0,9 \\
 0,9 \times 3082,853 &\geq 2774,568 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$2774,568 \text{ kNm} \geq 1573,393 \text{ kNm (OK)}$$

Kontrol terhadap gempa (Kombinasi Gempa)

$$\begin{aligned} M_n \text{ total} &= 25\% \times 1745,745 + 1337,108 \\ &= 1773,544 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u \text{ gempa} = 1556,3653 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ max gempa, dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 1773,544 \geq 1556,3653 \text{ kNm}$$

$$1596,189 \text{ kNm} \geq 1556,3653 \text{ kNm (OK)}$$

a. Lapangan

$$\begin{aligned} M_n \text{ total} &= M_n \text{ lap (tendon)} + M_n \text{ lap (lentur)} \\ &= 1745,745 + 783,858 \\ &= 2529,604 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ max lapangan, dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 2529,604 \geq 997,0605 \text{ kNm}$$

$$2276,643 \text{ kNm} \geq 997,0605 \text{ kNm (OK)}$$

Maka dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, sehingga hasil perhitungan beton pratekan secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

4.4.6.15 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62 \lambda \sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_u > 1.2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.8$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik):

a. Tumpuan

$$F = 2366,8 \text{ kN}$$

$$K_b = 152,37 \text{ mm}$$

$$e = 130,59 \text{ mm}$$

$$W_T = 70882820 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= F (e+Kb) \\ &= 2366,8 (130,59 + 152,37) \\ &= 669706364,9 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= f_r \times W_T \\ &= 3,92 \times 70882820 \\ &= 277860654,4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = 947567019,3 \text{ Nmm} = 947,567 \text{ kNm}$$

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\phi M_u > 1.2 M_{cr}$$

$$2774,568 > 1,2 \times 947,567$$

$$2774,568 \text{ kNm} > 1137,0804 \text{ kNm (OK)}$$

b. Lapangan

$$F = 2366,8 \text{ kN}$$

$$K_t = 125,09 \text{ mm}$$

$$e = 284,41 \text{ mm}$$

$$W_B = 58192840 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= F (e+Kb) \\ &= 2366,8 (284,41 + 125,09) \\ &= 702744360,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= f_r \times W_B \\ &= 3,92 \times 58192840 \\ &= 228115932,8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = 930860293 \text{ Nmm} = 930,8603 \text{ kNm}$$

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\phi M_u > 1.2 M_{cr}$$

$$2276,643 \text{ kNm} > 1,2 \times 949,242$$

$$2276,643 \text{ kNm} > 779,09 \text{ kNm (OK)}$$

Maka dengan kontrol momen retak di tumpuan dan lapangan telah memenuhi persyaratan, maka beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

4.4.6.16 Prestress Partial Ratio (PPR)

Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya Partial Prestressing Ratio (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat strand prategang terhadap momen batas total penampang.

$$\text{PPR} = \frac{\text{momen batas (prategang)}}{\text{momen batas total (prategang dan tulangan)}}$$

$$\text{PPR} = \frac{1745,746}{1745,746 + 1337,107} \times 100\% = 56,628 \%$$

Presentase nilai PPR = 56,628 % (OK)

4.4.6.17 Pengangkuran Ujung

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik. Penulangan pengekanan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 18.13.3.2

mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya pratekan awal sebagai berikut :

$$F_o = 3000000 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 \times F_o = 1,2 \times 3000000 = 3600000 \text{ N}$$

$$T_{\text{PENCAR}} = 0,25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{\text{PENCAR}} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

a = 265 mm (angkur dengan strand 5-17, VSL tabel)

e = 130,59 mm (eksentrisitas pada tumpuan)

h = 700 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{\text{PENCAR}} = 0,25 \times 3600000 \left(1 - \frac{265}{700}\right) = 559285,7143 \text{ N}$$

$$d_{\text{PENCAR}} = 0,5 (700 - 2 \times 130,59) = 219,41 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{\text{PENCAR}}}{f_y} = \frac{559285,7143}{400} = 1398,214 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 4 D13 ($A_v = 530,93 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{1398,214}{530,93} = 2,634 \approx 3 \text{ buah}$$

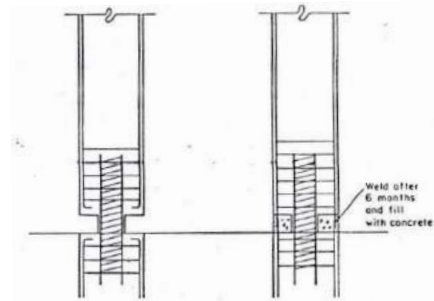
Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

$$s = \frac{d_{\text{PENCAR}}}{n} = \frac{219,41}{3} = 73,136 \text{ mm, diambil } 60 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 4D13, dengan nilai s = 60 mm.

4.4.7 Perencanaan Kolom Sendi

Sebagai usaha mengeliminasi kehilangan pratekan oleh kekangan kolom dan menghindari momen komulatif yang terjadi pada dasar kolom paling bawah akibat post tension yang di kenakan setiap lantainya, maka desain dasar kolom harus didesain sendi sementara (**Gambar 4.27**). Setelah post tension selesai dikerjakan, setelah creep dan pemendekan elastis berakhir setelah jacking, barulah dasar kolom tersebut digrouting untuk menjadikannya jepit. (Mark Fintel dan S.K.Ghosh, 1989).



Gambar 4.27 Sendi Sementara dan Bentuk Sendi yang di-grouting (Jepit)

untuk kolom dengan penampang 550 x 750 mm direncanakan:

- Diameter sendi (D_c) = 100 mm
- Tulangan kolom (d) = 13 mm
- Tulangan spiral (db) = 13 mm
- Decking = 10 mm
- Jarak sengkang (s) = 100 mm

Kekuatan tulangan spiral adalah

$$T_s = 2 \rho_s A_c f_y$$

Dimana ρ_s = presentasi tulangan spiral.

Dengan tulangan spiral, kuat tekan beton semakin meningkat

$$f'_c = f'_c + 4,1 (\sigma_s)$$

dimana s adalah jarak spiral

$$s = \frac{4.A_s (D_c - db)}{D_c^2 . \rho_s}$$

$$\rho = \frac{4.A_s (D_c - d_b)}{D_c^2 . s}$$

dimana:

A_s = luas penampang spiral

d_b = diameter tulangan spiral

D_c = diameter inti beton luar keluar dari spiral

$$A_s = 0,25 \times \pi \times 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 0,25 \times \pi \times (100-13)^2 = 4300,84 \text{ mm}^2$$

rasio tulangan

$$\rho = \frac{4 \times 132,732 (100-13)}{100^2 \cdot 100} = 0.046$$

tegangan yang dihasilkan sengkang

$$T_s = 2 \times 0,046 \times 4300,84 \times 400 = 158927,53 \text{ N}$$

untuk mendapat tegangan, maka T_s dibagi dengan luasan penampang beton

$$\sigma_s = 158927,53 / 4300,84 = 36,95 \text{ N/mm}^2$$

Sehingga peningkatan kemampuan beton yang terjadi adalah

$$f'_c = 40 + 4,1 (\sigma_s) = 191,506 \text{ Mpa}$$

4.4.7.1 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Dalam pembuatan sendi tersebut harus mempertimbangkan kemampuannya dalam menahan beban searah gravitasi, sehingga dalam tahap pelaksanaan sejak dasar kolom berupa sendi mampu menahan beban konstruksi yang terjadi (E.G. Nawy, 2000)

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0,8 \times \phi \times (0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}) > P_u \text{ max}$$

$$P_u \text{ max} = 801,738 \text{ kN}$$

$$A_g = 0,25 \times \pi \times (100)^2 = 7853,98 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 9D13 = 1194,59 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,8 \cdot 0,65 (0,85 \cdot 191,506 \cdot (7853,98 - 1194,59) + 400 \cdot 1194,59)$$

$$\phi P_n = 812,163 \text{ kN} > P_u \text{ max} = 801,738 \text{ kN (OK)}$$

4.4.8 Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan beton prategang adalah sebagai berikut:

1. Dimulai dengan pekerjaan penulangan kolom lantai 20 dan kemudian dilanjutkan dengan penulanan sendi spiral pada kolom bagian atas.
2. Setelah tulangan siap dilanjutkan dengan pengecoran kolom dan sendi spiral lantai 20.
3. Setelah beton di cor dan cukup umur (7 hari) dilanjutkan dengan penulangan lunak balok prategang berupa tulangan longitudinal dan transversal serta torsi.
4. Setelah semua tulangan terpasang dilanjutkan dengan pemasangan beton decking dan strand tendon prategang serta pemasangan angkur mati sesuai koordiat yang telah diberikan.
5. Lalu dilanjutkan dengan pengecoran balok prategang dengan mutu beton $f'c$ 40 MPa, dan curing dilakukan pada 7 hari.
6. Setelah beton berumur 14 hari, dilanjutkan dengan pemberian gaya prategang pada balok prategang dimana angkur hidup diletakkan dimuka joint.
7. Setelah diberikan gaya prategang celah pada decking tendon prategang di grouting sesuai kebutuhan.
8. Lalu dilanjutkan pengecoran struktur lainnya seperti pelat dan struktur lainnya.
9. Setelah 24 jam terhitung setelah jacking atau pemberian prategang maka dilakukan perubahan perilaku yang sebelumnya kolom berperilaku sebagai sendi diubah menjadi jepit (monolit) dengan melakukan grouting pada kolom sendi.

4.5 Perencanaan Struktur Utama Non Pratekan

4.5.1 Umum

Perencanaan struktur utama non pratekan ini meliputi perencanaan balok induk, kolom, serta hubungan balok kolom. Perhitungan berdasarkan ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 terkait ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Perencanaan Gedung Denpasar Icon sebagian besar konstruksinya menggunakan beton

bertulang biasa, sehingga diperlukan ketelitian antara aplikasi software bantu sipil dan perhitungan penulangan secara manual.

4.5.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung Denpasar Icon direncanakan beberapa balok induk seperti (**Tabel 4.29**):

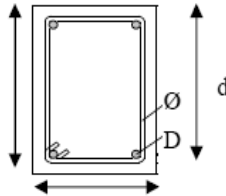
Tabel 4.29 Rekapitulasi Dimensi Balok

No	Bentang (mm)	Arah	h.min (mm)	b.min (mm)	Dimensi	
					b (mm)	h (mm)
1	6000	Memanjang	365	244	350	500
2	8000	Memanjang	486	324	350	500
3	7850	Memanjang	477	318	350	500
4	6000	Melintang	365	244	350	500
5	8000	Melintang	486	324	350	500

Data Perencanaan Tulangan Lentur Balok Induk

Data perencanaan yang diperlukan meliputi mutu bahan, dimensi balok, serta diameter tulangan yang digunakan:

Dimensi	: 35/50
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan lentur (D)	: 25 mm
Tulangan lentur balok-SW (D)	: 32 mm
Tulangan sengkang (D)	: 13 mm
Mutu tulangan (f_y)	: 400 MPa
Mutu sengkang (f_y)	: 400 MPa
Mutu Beton (f'_c)	: 40 MPa



$$\begin{aligned}
 d &= h - (\text{decking} + D_{\text{senggang}} + \frac{1}{2} \cdot D_{\text{tul. utama}}) \\
 &= 500 - (40 + 13 + \frac{1}{2} \cdot 25) \\
 &= 436,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= (\text{decking} + D_{\text{senggang}} + \frac{1}{2} \cdot D_{\text{tul. utama}}) \\
 &= 63,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menentukan harga β_1

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} \quad \text{SNI 03-2847-2013 pasal (10.2.7.3)} \\
 &= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764
 \end{aligned}$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebaga berikut:

- Mencari ρ balance

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \beta_1 f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \text{SNI 03-2847-2013 lampiran B (8.4.2)} \\
 &= \frac{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,0389
 \end{aligned}$$

- Mencari ρ maksimum

$$\rho_{\max} = 0,025$$

SNI 03-2847-2013 pasal (21.5.2.1)

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

SNI 03-2847-2013 lampiran B (10.3.3)

$$= 0,75 \cdot 0,0389$$

$$= 0,0292$$

Dipakai ρ_{\max} yang terkecil = **0,025**

- Mencari ρ minimum

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y}$$

SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1)

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,00395$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1)

$$= \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

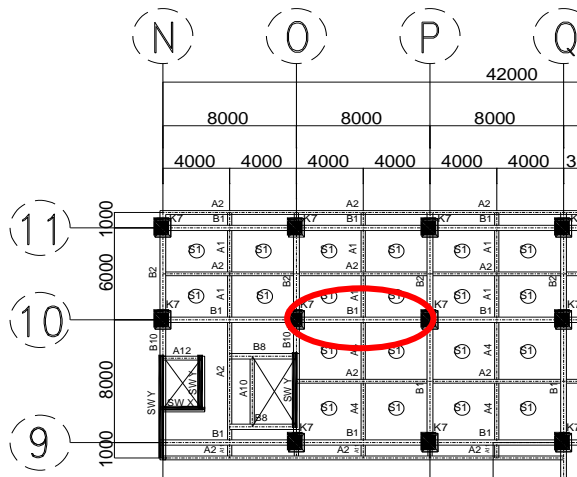
Dipakai ρ_{\min} yang terbesar = **0,0035**

- Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,765$$

4.5.2.1 Penulangan Lentur Balok

Sebagai contoh akan disajikan perhitungan penulangan balok 35/50 diambil pada balok As 10 joint O-P lantai 12 dengan bentang 8 meter, seperti pada **Gambar 4.28**



Gambar 4.28 Denah Balok 8 Meter

Dari hasil analisis struktur dengan bantuan program ETABS didapatkan output momen envelope seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 4.28**.

Berikut adalah momen tumpuan balok pada muka kolom dan momen ditengah bentang:

- Tumpuan kiri negatif : -562,059 kN.m
- Tumpuan kiri positif : 213,07 kN.m
- Tumpuan kanan negatif : -448,311 kN.m
- Tumpuan kanan positif : 301,100 kN.m
- Lapangan : 149,627 kN.m

Karena struktur pada gedung Denpasar Icon menggunakan system ganda yang merupakan kombinasi dari SPRMK dan dinding structural khusus (DSK), maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.5.1 mengenai syarat yang harus dipenuhi untuk komponen struktur pada system rangka yang memikul gaya akibat gempa yang direncanakan memikul lentur adalah:

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1.A_g.f'_c$
 $7350 \text{ N} < 0,1 \times 350 \times 500 \times 40 = 700000 \text{ N (OK)}$
- Bentang bersih minimum $\geq 4d$
 $8 \text{ meter} \geq 4.0,436 = 1,744 \text{ meter (OK)}$
- Perbandingan Lebar/Tinggi balok $> 0,3$ dan $b > 0,25$

$$\frac{\text{Lebar}}{\text{Tinggi}} = \frac{35}{50} = 0,7 > 0,3 \text{ (OK)}$$
- Lebar balok tidak boleh melebihi 1,75 lebar kolom
 $350 \text{ mm} < (1,75 \times 700) = 1225 \text{ mm (OK)}$

Diantara beberapa bentang balok yang membedakan hanya pada persyaratan pertama dan kedua, oleh karena itu akan disajikan rekapitulasi persyaratan poin pertama dan kedua, sebagai berikut:

Tabel 4.30 Rekapitulasi Kontrol Syarat untuk Komponen Struktur

Interior				
Bentang (m)	Syarat	Nilai	Satuan	Ket.
6	Gaya tekan aksial	4948	N	OK
	$< 0,1.A_g.f'c$	700000	N	
	Bentang bersih minimum	6	m	OK
	$\geq 4d$	1.744	m	

Eksterior				
Bentang (m)	Syarat	Nilai	Satuan	Ket.
8	Gaya tekan aksial	257132	N	OK
	$< 0,1.A_g.f'c$	700000	N	
	Bentang bersih minimum	8	m	OK
	$\geq 4d$	1.744	m	
6	Gaya tekan aksial	7460	N	OK
	$< 0,1.A_g.f'c$	700000	N	
	Bentang bersih minimum	6	m	OK
	$\geq 4d$	1.744	m	
7.85	Gaya tekan aksial	41478	N	OK
	$< 0,1.A_g.f'c$	700000	N	

	Bentang bersih minimum	7.85	m	OK
	$\geq 4d$	1.744	m	

Dekat Shearwall				
Bentang (m)	Syarat	Nilai	Satuan	Ket.
2.23	Gaya tekan aksial	37406	N	OK
	$< 0,1.A_g.f'_c$	700000	N	
	Bentang bersih minimum	2.23	m	OK
	$\geq 4d$	1.738	m	
4.93	Gaya tekan aksial	369865	N	OK
	$< 0,1.A_g.f'_c$	700000	N	
	Bentang bersih minimum	4.93	m	OK
	$\geq 4d$	1.738	m	
4.58	Gaya tekan aksial	48345	N	OK
	$< 0,1.A_g.f'_c$	700000	N	
	Bentang bersih minimum	4.58	m	OK
	$\geq 4d$	1.738	m	
6	Gaya tekan aksial	36386	N	OK
	$< 0,1.A_g.f'_c$	700000	N	
	Bentang bersih minimum	6	m	OK
	$\geq 4d$	1.738	m	

A. Penulangan Tumpuan Negatif

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana $\phi = 0,9$

➤ $M_u = 562059300 \text{ N.mm}$

➤ $M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{562059300}{0,9} = 624510000 \text{ N.mm}$

➤ Ambil harga $X \leq 0,75 X_b$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 434,5 = 260,7 \text{ mm}$$

$X \leq 0,75.260,7 = 195,5 \text{ mm}$, direncanakan $X = 195,5 \text{ mm}$

➤ $A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b \cdot X}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 350 \cdot 195,5}{400} = 4445,7497 \text{ mm}^2$

- $M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 X}{2}\right)$
 $= 4445,749 \times 400 \times \left(434,5 - \frac{0,764 \cdot 150}{2}\right)$
 $= 639799000 \text{ N.mm}$
- $M_n - M_{nc} = 624510000 - 639799000$
 $= -15289000 \text{ N.mm}$
 $M_n - M_{nc} < 0 \text{ (Tulangan Tunggai)}$
- $R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{624510000}{350 \cdot 434,5^2} = 9,45$
- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right)$
 $= \frac{1}{11,765} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 9,45}{400}}\right)$
 $= 0,0284$
- $\rho_{\text{max}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$
 $0,0292 > 0,0284 > 0,00395$, dipakai $\rho_{\text{perlu}} = 0,0284$
- Tulangan tumpuan atas :
 $As = \rho \times b \times d = 0,0284 \times 350 \times 434,5 = 4312,7 \text{ mm}^2$
- Jumlah tulangan :
 $n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tulangan}}} = \frac{4312,7}{490,625} = 8,79 \approx 9 \text{ buah}$
 Jadi dipasang **9 D25** ($As_{\text{pasang}} = 4415,6 \text{ mm}^2$)
- Tulangan tumpuan bawah :
 $As_{\text{min}} = \frac{1}{2} \cdot As_1 = \frac{1}{2} \cdot 4312,7 = 2156,354 \text{ mm}^2$
- Jumlah tulangan :
 $n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tulangan}}} = \frac{2156,356}{490,625} = 4,395 \approx 5 \text{ buah}$
 Jadi dipasang **5 D25** ($As_{\text{pasang}} = 2453,1 \text{ mm}^2$)
- Kontrol Jarak Tulangan
 Menurut SNI 2847:2013 Pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antara 2 batang tulangan adalah 25 mm, maka jarak tulangan yang direncanakan sebagai berikut:

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengakang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n-1}$$

$$= \frac{350 - 2.40 - 2.13 - 9.25}{9-1} = 2,38 \text{ mm} > 25 \text{ mm (NOT OK)}$$

Maka tulangan harus dipasang susun 2 lapis

➤ Menghitung d_{aktual}

Tabel 4.31 Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik

Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik							
Baris ke,-	Jumlah	ϕ	Spasi (S)	Luas (A)	Spasi Baris	Jarak (y)	Luas x Jarak
	n	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm ³
1	5	25	29,75	2453,125	-	65,5	160679,687
2	4	25	48	1962,5	25	115,5	226668,75
Jumlah	6			4415,625		175	387348,437

- Letak titik berat tulangan (dari bawah):

$$Y = \frac{387348,437}{4415,625} = 87,72 \text{ mm}$$

- Tinggi efektif aktual :

$$d_{\text{aktual}} = h - y = 500 - 87,72 = 412,28 \text{ mm}$$

➤ Kontrol Kekuatan

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 = \left(1 - \frac{65,5}{195,53}\right) = 399 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{4415,625 \cdot 400 - 1962,5 \cdot 399}{0,85 \cdot 40 \cdot 350} = 82,6 \text{ mm}$$

$$M_{n_{\text{act}}} = (A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s') \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d')$$

$$= (4415,6 \cdot 400 - 1962,5 \cdot 399) \left(434,5 - \frac{82,6}{2}\right) + 1962,5 \cdot 299 \cdot (434,5 - 65,5)$$

$$= 675528825 \text{ N.mm} > M_n = 624510000 \text{ N.mm (OK)}$$

B. Penulangan Tumpuan Positif

➤ $M_u = 301100000 \text{ N.mm}$

$$➤ M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{301100000}{0,9} = 334556000 \text{ N.mm}$$

➤ Ambil harga $X \leq 0,75 X_b$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 434,5 = 260,7 \text{ mm}$$

$$X \leq 0,75 \cdot 260,7 = 195,5 \text{ mm, direncanakan } X = 195,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } A_{sc} &= \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b \cdot X}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 350 \cdot 195,5}{400} \\ &= 4445,7497 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{nc} &= A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2} \right) \\ &= 4445,749 \times 400 \times \left(434,5 - \frac{0,764 \cdot 150}{2} \right) \\ &= 639799000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_n - M_{nc} &= 334556000 - 639799000 \\ &= -305243872,7 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$M_n - M_{nc} < 0 \text{ (Tulangan Tunggal)}$$

$$\text{➤ } R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{334556000}{350 \cdot 434,5^2} = 5,06$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,765} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 5,06}{400}} \right) \\ &= 0,0138 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_{\text{max}} &> \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}} \\ 0,0292 &> 0,0138 > 0,00395, \text{ dipakai } \rho_{\text{perlu}} = 0,0138 \end{aligned}$$

$$\text{➤ Tulangan tumpuan atas :}$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0138 \times 350 \times 434,5 = 2094,7 \text{ mm}^2$$

$$\text{➤ Jumlah tulangan :}$$

$$n = \frac{A_{s.\text{perlu}}}{A_{s.\text{tulangan}}} = \frac{2094,7}{490,625} = 4,269 \approx 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jadi dipasang } \mathbf{5 \text{ D25}} \text{ (} A_{s.\text{pasang}} = 2453,1 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$\text{➤ Tulangan tumpuan atas :}$$

$$A_{s.\text{min}} = \frac{1}{2} \cdot A_{s1} = \frac{1}{2} \cdot 2094,7 = 1047,331 \text{ mm}^2$$

$$\text{➤ Jumlah tulangan :}$$

$$n = \frac{A_{s.\text{perlu}}}{A_{s.\text{tulangan}}} = \frac{1047,331}{490,625} = 2,135 \approx 3 \text{ buah}$$

Jadi dipasang **3 D25** (As.pasang = 1471,9 mm²)

➤ Kontrol Jarak Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antara 2 batang tulangan adalah 25 mm, maka jarak tulangan yang direncanakan sebagai berikut:

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{senggang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1}$$

$$= \frac{350 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 13 - 5 \cdot 25}{5 - 1} = 29,75 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Maka tulangan harus dipasang 1 lapis

➤ Kontrol Kekuatan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{2453,1 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 350} = 82,457 \text{ mm}$$

$$Mn_{\text{act}} = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 2453,1 \cdot 400 \cdot \left(434,5 - \frac{82,457}{2} \right)$$

$$= 385893726,7 \text{ N.mm} > Mn = 334556000 \text{ N.mm (OK)}$$

➤ Rekapitulasi tulangan lentur tumpuan bentang 8 meter

➤ Akibat momen negatif

Tulangan atas : **9 D25** (As.pasang = 4415,6 mm²)

Tulangan bawah : **5 D25** (As.pasang = 2453,1 mm²)

➤ Akibat momen positif

Tulangan atas : **3 D25** (As.pasang = 1471,9 mm²)

Tulangan bawah : **5 D25** (As.pasang = 2453,1 mm²)

Jadi tulangan yang digunakan yaitu yang memiliki nilai terbesar dari dua arah pembebanan gempa, yaitu:

Tulangan atas : **9 D25** (As.pasang = 4415,6 mm²)

Tulangan bawah : **5 D25** (As.pasang = 2453,1 mm²)

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol kekuatan balok (**Tabel 4.32**):

Tabel 4.32 Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Kekuatan Balok

Interior								
Bentang (m)	Tul.	n (buah)	D (mm)	As (mm ²)	a (mm)	Mnact (kN.m)	Mn (kN.m)	Ket
6	Negatif	8	25	3925	66.131	656.11	547.01	OK
	Positif	6	25	2943.75	66.049	485.67	400.88	OK

Eksterior								
Bentang (m)	Tul.	n (buah)	D (mm)	As (mm ²)	a (mm)	Mnact (N.mm)	Mn (N.mm)	Ket
6	Negatif	5	25	2453.125	82.46	385.90	329.066	OK
	Positif	4	25	1962.5	65.97	315.19	256.929	OK
8	Negatif	6	25	2943.75	66.05	485.67	437.530	OK
	Positif	3	25	1471.875	49.47	241.25	217.350	OK
7.85	Negatif	5	25	2453.125	82.46	385.90	332.392	OK
	Positif	4	25	1962.5	65.97	315.19	269.176	OK

Daerah dekat Shearwall								
Bentang (m)	Tul.	n (buah)	D (mm)	As (mm ²)	a (mm)	Mnact (N.mm)	Mn (N.mm)	Ket
2.23	Negatif	5	25	3300.93	110.96	695.86	627.131	OK
	Positif	5	25	3300.93	110.96	695.86	592.290	OK
4.93	Negatif	6	25	3961.11	67.76	843.10	772.963	OK
	Positif	5	25	3300.93	110.96	695.86	631.191	OK
4.58	Negatif	8	25	5281.48	90.35	1111.99	1014.043	OK
	Positif	7	25	4621.30	67.76	976.10	896.942	OK
6	Negatif	6	25	3961.11	67.76	843.10	736.309	OK
	Positif	5	25	3300.93	110.96	695.86	620.760	OK

➤ Kontrol Kekuatan dalam Menahan Momen Negatif

- Momen Ultimate, $M_u = 562059300 \text{ N.mm}$

$$- M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{562059300}{0,9} = 624510000 \text{ N.mm}$$

- Decking, $t_s = 40 \text{ mm}$

- Jarak ke as tulangan, Tarik (d_1) = 87,72 mm

- Jarak ke as tulangan, Tekan (d_2) = 65,5 mm

- Tinggi efektif, d , aktual = 412,278 mm

- Tul.tarik 9 D25, A_{s1} = 4415,6 mm²

- Tul.tekan 5 D25, A_{s2} = 2453,1 mm²

$$- (0,85.f'c.b.\beta_1)X^2 + (A_{s2}.600 - A_{s1}.f_y)X - A_{s2}.d.600 = 0$$

$$- (0,85.f'c.b.\beta_1) \quad a = 0,85.40.350.0,764 = 9095$$

$$- (A_{s2}.600 - A_{s1}.f_y) \quad b = 2453,1.600 - 4415,6.400 = -24375$$

$$- - (A_{s2}.d.600) \quad c = - 96407812,5$$

- $$X_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= \frac{-24375 \pm \sqrt{(-24375)^2 - (4.9095 \cdot (-96407812,5))}}{2.9095}$$

$$= 120,404 \text{ mm}$$
- Mencari nilai f_c' tulangan terpasang

$$f_s' = \left(1 - \frac{d_2}{x}\right) \times 600 = \left(1 - \frac{65,5}{120,404}\right) \times 600 = 273,599 \text{ MPa}$$

$$f_s' = 273,599 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa (tul. tidak leleh)}$$
- $M_n \text{ act} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}\right) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2)$

$$= 673087524,315 \text{ N.mm} > M_n$$

$$M_n = 624510000 \text{ N.mm (OK)}$$
- Cek Kondisi Penampang

$$c = 120,404 \text{ mm}$$

$$0,375 \times d \text{ aktual} = 0,375 \times 412,278 \text{ mm} = 154,604 \text{ mm}$$

$$C < 0,375 \times d \text{ aktual (Penampang tension controlled, asumsi benar)}$$

➤ Kontrol Kekuatan dalam Menahan Momen Positif

- Momen Ultimate, $M_u = 301100000 \text{ N.mm}$
- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{301100000}{0,9} = 334556000 \text{ N.mm}$
- Decking, $t_s = 40 \text{ mm}$
- Jarak ke as tulangan, Tarik (d_1) = 65,5 mm
- Jarak ke as tulangan, Tekan (d_2) = 87,72 mm
- Tinggi efektif, $d \text{ aktual}$ = 412,278 mm
- Tul. tarik 5 D25, A_{s1} = 2453,1 mm²
- Tul. tekan 9 D25, A_{s2} = 4415,6 mm²
- $(0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1) X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y) X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$
- $(0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot \beta_1) \quad a = 0,85 \cdot 40 \cdot 350 \cdot 0,764 = 9095$
- $(A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y) \quad b = 4415,6 \cdot 600 - 2453,1 \cdot 400 = 1668125$
- $-(A_{s2} \cdot d_2 \cdot 600) \quad c = -232409062,5$
- $$X_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$= 92,586 \text{ mm}$$

- Mencari nilai f_c' tulangan terpasang
 $f_s' = \left(1 - \frac{d_2}{x}\right) \times 600 = \left(1 - \frac{87,72}{92,586}\right) \times 600 = 31,519 \text{ MPa}$
 $f_s' = 31,519 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$ (tul.tidak leleh)
- $M_{n.act} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot \left(d - \frac{\beta_1 X}{2}\right) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2)$
 $= 362899713,4 \text{ N.mm} > M_n$
 $M_n = 334556000 \text{ N.mm}$ (OK)
- Cek Kondisi Penampang
 $c = 92,586 \text{ mm}$
 $0,375 \times d_{aktual} = 0,375 \times 412,278 \text{ mm} = 154,604 \text{ mm}$
 $C < 0,375 \times d_{aktual}$ (Penampang tension controlled,
asumsi benar)

Berikut merupakan rekapitulasi kontrol kekuatan dalam menahan momen positif dan negative (**Tabel 4.33**):

Interior										
Bentang (m)	Momen	0.85.f'c.b.β1	As2.600-As1.fy	As2.d2.600	X1,2 (mm)	fs' (Mpa)	Mnact (kN.m)	Mn (kN.m)	0.375.dact (mm)	Ket
6	Negatif	9095	196250	-145126875	115.991	174.968	593.084	547.013	153.563	OK
	Positif	9095	1177500	-213127500	101.471	64.872	452.795	400.876	156.688	OK

Eksterior										
Bentang (m)	Momen	0.85.f'c.b.β1	As2.600-As1.fy	As2.d2.600	X1,2 (mm)	fs' (Mpa)	Mnact (N.mm)	Mn (N.mm)	0.375.dact (mm)	Ket
6	Negatif	9095	196250	-77126250	81.928	120.312	387.559	329.066	162.9375	OK
	Positif	9095	686875	-96407812.5	71.902	53.422	314.530	256.929	162.9375	OK
8	Negatif	9095	-294375	-57844687.5	97.559	197.166	459.536	437.530	156.6875	OK
	Positif	9095	1177500	-145126875	77.207	-38.540	244.416	217.350	162.9375	OK
7.85	Negatif	9095	196250	-77126250	81.928	120.312	387.559	332.392	162.9375	OK
	Positif	9095	686875	-96407812.5	71.902	53.422	314.530	269.176	162.9375	OK

Dekat Shearwall										
Bentang (m)	Momen	0.85.f'c.b.β1	As2.600-As1.fy	As2.d2.600	X1,2 (mm)	fs' (Mpa)	Mnact (N.mm)	Mn (N.mm)	0.375.dact (mm)	Ket
2.23	Negatif	9095	660185	-129726352.5	88.529	156.077	708.130	627.131	162.9375	OK
	Positif	9095	660185	-129726352.5	88.529	156.077	708.130	592.290	162.9375	OK
4.93	Negatif	9095	396111	-129726352.5	99.623	205.511	844.011	772.963	153.5625	OK
	Positif	9095	1056296	-215088273	106.311	89.235	697.845	631.191	162.9375	OK
4.58	Negatif	9095	660185	-241033543.5	130.496	200.318	1090.926	1014.043	153.5625	OK
	Positif	9095	1320370	-286784364	119.248	144.648	958.200	896.942	154.9018	OK
6	Negatif	9095	396111	-129726352.5	99.623	205.511	844.011	736.309	153.5625	OK
	Positif	9095	1056296	-215088273	106.311	89.235	697.845	620.760	162.9375	OK

Tabel 4.33 Rekapitulasi Kontrol Kekuatan dalam Menahan Momen Positif dan Negatif

➤ Kontrol Batas Penulangan

Jumlah As tulangan pakai tidak boleh kurang dari $\frac{1,4.bw.d}{f_y}$ dan $\frac{0,25.\sqrt{f'c}}{f_y} .bw.d$, serta rasio tulangan tidak boleh melebihi 0,25 (SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1)

- $\frac{1,4.bw.d}{f_y} = \frac{1,4.350.434,5}{400} = 532,263 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$
- $\frac{0,25.\sqrt{f'c}}{f_y} .bw.d = \frac{0,25.\sqrt{40}}{400} .350.4364,5=601,2\text{mm}^2 \text{ (OK)}$
- $\rho = \frac{As}{b.d} = 0,016 < 0,025 \text{ (OK)}$

Berikut merupakan rekapitulasi kontrol batas penulangan (**Tabel 4.34**):

Tabel 4.34 Rekapitulasi Kontrol Batas Penulangan

Interior						
Bentang (m)	Momen	As (mm ²)	$\frac{1,4.bw.d}{f_y}$	$\frac{0,25.\sqrt{f'c}.bw.d}{f_y}$	ρ	Ket.
6	Negatif	3925	532.2625	601.13	0.0249	OK
	Positif	2943.75	532.2625	601.13	0.0194	OK

Eksterior						
Bentang (m)	Momen	As (mm ²)	$\frac{1,4.bw.d}{f_y}$	$\frac{0,25.\sqrt{f'c}.bw.d}{f_y}$	ρ	Ket.
6	Negatif	2453.125	532.2625	601.13	0.0161	OK
	Positif	1962.5	532.2625	601.13	0.0129	OK
8	Negatif	2943.75	532.2625	601.13	0.0194	OK
	Positif	1471.875	532.2625	601.13	0.0097	OK
7.85	Negatif	2453.125	532.2625	601.13	0.0161	OK
	Positif	1962.5	532.2625	601.13	0.0129	OK

Dekat Shearwall						
Bentang (m)	Momen	As (mm ²)	$\frac{1,4.bw.d}{f_y}$	$\frac{0,25.\sqrt{f'c}.bw.d}{f_y}$	ρ	Ket.
2.23	Negatif	3300.925	713.5625	601.13	0.0162	OK
	Positif	3300.925	713.5625	601.13	0.0162	OK

4.93	Negatif	3961.11	713.5625	601.13	0.0194	OK
	Positif	3300.925	713.5625	601.13	0.0162	OK
4.58	Negatif	5281.48	713.5625	601.13	0.0259	OK
	Positif	4621.295	713.5625	601.13	0.0227	OK
6	Negatif	3961.11	713.5625	601.13	0.0194	OK
	Positif	3300.925	713.5625	601.13	0.0162	OK

➤ **Kontrol Jarak Tulangan**

Untuk membatasi retak akibat lentur pada balok, jarak tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan Tarik tidak boleh melebihi: $380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2,5 C_c$ dan $300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right)$, nilai f_s boleh diambil sebesar $\frac{2}{3} f_y$ (SNI 2847:2013 pasal 10.6.4)

$$C_c = \text{tebal selimut} + \phi \cdot \text{sengkan} = 40 + 13 = 53 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} \cdot 400 = 266,6 \text{ MPa}$$

$$S = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2,5 C_c = 380 \cdot \left(\frac{280}{266,6}\right) - 2,5 \cdot 53$$

$$= 266,59 \text{ mm} > 65,5 \text{ mm (OK)}$$

$$S = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) = 300 \cdot \left(\frac{280}{266,6}\right) = 315,078 \text{ mm} > 65,5 \text{ mm (OK)}$$

C. Penulangan Lapangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

$$M_u = 149,627 \text{ kN.m} > \frac{1}{4} \cdot 562,059 \text{ kN.m} = 140,515 \text{ kN.m (OK)}$$

Karena M_u yang terjadi kurang dari seperempat momen maksimum di tumpuan, maka momen harus diperbesar sampai memenuhi persyaratan yang ditentukan.

$$\text{➤ } M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{149627000}{0,9} = 166252000 \text{ N.mm}$$

Ambil harga $X \leq 0,75 X_b$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 434,5 = 260,7 \text{ mm}$$

$$X \leq 0,75 \cdot 260,7 = 195,5 \text{ mm, direncanakan } X = 195,5 \text{ mm}$$

- $A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'c \cdot b \cdot X}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 350 \cdot 195,5}{400}$
 $= 4445,749 \text{ mm}^2$
- $M_{nc} = A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}\right)$
 $= 4445,749 \times 400 \times \left(434,5 - \frac{0,764 \cdot 195,5}{2}\right)$
 $= 639749700 \text{ N.mm}$
- $M_n - M_{nc} = 16625200 - 639749700$
 $= -473547000 \text{ N.mm}$
 $M_n - M_{nc} < 0 \text{ (Tulangan Tunggal)}$
- $R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{16625200}{350 \cdot 434,5^2} = 2,52$
- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right)$
 $= \frac{1}{11,765} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 2,52}{400}}\right)$
 $= 0,0065$
- $\rho_{\text{max}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$
 $0,0292 > 0,0065 > 0,00395$, dipakai $\rho_{\text{min}} = 0,0065$
- Tulangan lapangan bawah :
 $A_s = \rho \times b \times d = 0,0065 \times 350 \times 434,5 = 994,86 \text{ mm}^2$
- Jumlah tulangan :
 $n = \frac{A_{s.\text{perlu}}}{A_{s.\text{tulangan}}} = \frac{994,86}{490,625} = 2,0277 \approx 3 \text{ buah}$
 Jadi dipasang **3 D25** ($A_{s.\text{pasang}} = 1471,9 \text{ mm}^2$)
- Tulangan lapangan atas :
 $A_{s.\text{min}} = \frac{1}{2} \cdot A_{s1} = \frac{1}{2} \cdot 994,86 = 497,43 \text{ mm}^2$
- Jumlah tulangan :
 $n = \frac{A_{s.\text{perlu}}}{A_{s.\text{tulangan}}} = \frac{497,43}{490,625} = 1,013 \approx 3 \text{ buah}$
 Jadi dipasang **3 D25** ($A_{s.\text{pasang}} = 1471,9 \text{ mm}^2$)

➤ Kontrol Jarak Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antara 2 batang tulangan adalah 25 mm, maka jarak tulangan yang direncanakan sebagai berikut:

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengakang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1}$$

$$= \frac{350 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 13 - 3 \cdot 25}{3 - 1} = 84,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Maka tulangan harus dipasang 1 lapis

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan penulangan balok, sebagai berikut (**Tabel 4.35**):

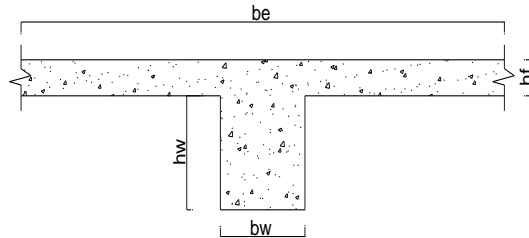
Interior														
Bentang (m)	Lokasi	Mu	Mn	Rn	ρ.perlu	ρ.pakai	Tumpuan Atas				Tumpuan Bawah			
		(kN.m)	(kN.m)				As (mm2)	n (buah)	S (mm)	Lapis	As (mm2)	n (buah)	S (mm)	Lapis
6	Tumpuan kiri	-433.1254	-481.250	7.283	0.0207	0.0207	3153.700	7	84.5	2	1576.8502	4	48.00	1
		360.7884	400.876	6.067	0.0168	0.0168	1280.021	3	84.5	1	2560.042	6	48.00	2
	Lapangan	34.9054	38.784	0.587	0.0015	0.0040	601.129	3	84.5	1	300.56461	3	84.50	1
		76.8294	85.366	1.292	0.0033	0.0040	300.565	3	84.5	1	601.129	3	84.50	1
	Tumpuan kanan	-492.3113	-547.013	8.278	0.0241	0.0241	3667.701	8	48.0	2	1833.8503	4	48.00	1
		329.3753	365.973	5.539	0.0152	0.0152	1156.287	3	84.5	1	2312.575	5	29.75	1

Tabel 4.35 Rekapitulasi Perhitungan Penulangan Balok

Eksterior														
Bentang	Lokasi	Mu	Mn	Rn	ρ perlu	ρ.pakai	Tumpuan Atas				Tumpuan Bawah			
(m)		(kN.m)	(kN.m)				As (mm2)	n (buah)	S (mm)	Lapis	As (mm2)	n (buah)	S (mm)	Lapis
6	Tumpuan kiri	-241.719	-268.577	4.065	0.0109	0.0109	1650.720	4	48.0	1	825.36009	2	194.0	1
		231.236	256.929	3.888	0.0104	0.0104	787.075	2	194.0	1	1574.151	4	48.0	1
	Lapangan	8.999	9.999	0.151	0.0004	0.0040	601.129	3	84.5	1	300.56461	3	84.5	1
		55.630	61.811	0.935	0.0024	0.0040	300.565	3	84.5	1	601.129	3	84.5	1
	Tumpuan kanan	-296.159	-329.066	4.980	0.0135	0.0135	2057.030	5	29.8	1	1028.5148	3	84.5	1
		193.844	215.382	3.260	0.0086	0.0086	652.571	2	194.0	1	1305.142	3	84.5	1
8	Tumpuan kiri	-393.777	-437.530	6.622	0.0186	0.0186	2826.445	6	84.5	2	1413.2226	3	84.5	1
		195.615	217.350	3.289	0.0087	0.0087	658.871	2	194.0	1	1317.742	3	84.5	1
	Lapangan	25.148	27.942	0.423	0.0011	0.0040	601.129	3	84.5	1	300.56461	3	84.5	1
		80.490	89.433	1.353	0.0035	0.0040	300.565	3	84.5	1	601.129	3	84.5	1
	Tumpuan kanan	-315.559	-350.621	5.306	0.0145	0.0145	2205.541	5	29.8	1	1102.7705	3	84.5	1
		215.527	239.474	3.624	0.0096	0.0096	730.183	2	194.0	1	1460.367	3	84.5	1
7.85	Tumpuan kiri	-299.153	-332.392	5.030	0.0137	0.0137	2079.817	5	84.5	1	1039.9083	3	84.5	1
		242.258	269.176	4.074	0.0109	0.0109	827.336	2	194.0	1	1654.671	4	48.0	1
	Lapangan	-20.088	-22.320	0.338	0.0008	0.0040	601.129	3	84.5	1	300.56461	3	84.5	1
		77.232	85.813	1.299	0.0033	0.0040	300.565	3	84.5	1	601.129	3	84.5	1
	Tumpuan kanan	-240.578	-267.309	4.045	0.0108	0.0108	1642.361	4	48.0	1	821.18047	2	194.0	1
		146.360	162.622	2.461	0.0064	0.0064	486.125	2	194.0	1	972.251	2	194.0	1

Daerah Dekat Shear Wall														
Bentang	Lokasi	Mu	Mn	Rn	p.perlu	p.pakai	Tumpuan Atas				Tumpuan Bawah			
(m)		(kN.m)	(kN.m)				As (mm ²)	n (buah)	S (mm)	Lapis	As (mm ²)	n (buah)	S (mm)	Lapis
2.23	Tumpuan kiri	-564.4180	-627.131	5.281	0.0144	0.0144	2941.134	5	78.5	1	1470.567	3	78.5	1
		533.0610	592.290	4.987	0.0135	0.0135	1381.074	3	78.5	1	2762.148	5	24.8	1
	Lapangan	-20.4650	-22.739	0.191	0.0005	0.0040	805.887	2	186.0	1	402.943	2	186.0	1
		34.9830	38.870	0.327	0.0008	0.0040	402.943	2	186.0	1	805.887	2	186.0	1
		Tumpuan kanan	-320.0750	-355.639	2.995	0.0078	0.0078	1600.232	3	78.5	1	800.116	2	186.0
		330.8840	367.649	3.096	0.0081	0.0081	828.562	2	186.0	1	1657.124	3	78.5	1
4.93	Tumpuan kiri	-695.6670	-772.963	6.509	0.0182	0.0182	3715.818	6	42.7	2	1857.909	3	78.5	1
		568.0723	631.191	5.315	0.0145	0.0145	1481.069	3	78.5	1	2962.138	5	24.8	1
	Lapangan	-4.1140	-4.571	0.038	0.0001	0.0040	805.887	2	186.0	1	402.943	2	186.0	1
		62.1356	69.040	0.581	0.0015	0.0040	402.943	2	186.0	1	805.887	2	186.0	1
		Tumpuan kanan	-556.5180	-618.353	5.207	0.0142	0.0142	2895.831	5	24.8	1	1447.916	3	78.5
		518.4280	576.031	4.850	0.0131	0.0131	1339.686	3	78.5	1	2679.371	5	24.8	1
4.58	Tumpuan kiri	-911.4180	-1012.687	8.527	0.0250	0.0250	5095.402	8	42.7	3	2547.701	4	42.7	1
		807.2481	896.942	7.553	0.0216	0.0216	2205.449	4	42.7	1	4410.897	7	24.8	2
	Lapangan	-19.1880	-21.320	0.180	0.0005	0.0040	805.887	2	186.0	1	402.943	2	186.0	1
		93.2910	103.657	0.873	0.0022	0.0040	402.943	2	186.0	1	805.887	2	186.0	1
		Tumpuan kanan	-912.6390	-1014.043	8.539	0.0250	0.0250	5103.652	8	42.7	2	2551.826	4	42.7
		810.3770	900.419	7.582	0.0217	0.0217	2215.464	4	42.7	1	4430.928	7	24.8	2
6	Tumpuan kiri	-662.6780	-736.309	6.200	0.0173	0.0173	3517.015	6	42.7	2	1758.507	3	78.5	1
		553.6230	615.137	5.180	0.0141	0.0141	1439.633	3	78.5	1	2879.266	5	24.8	1
	Lapangan	16.9240	18.804	0.158	0.0004	0.0040	805.887	2	186.0	1	402.943	2	186.0	1
		53.0180	58.909	0.496	0.0012	0.0040	402.943	2	186.0	1	805.887	2	186.0	1
		Tumpuan kanan	-647.8920	-719.880	6.062	0.0168	0.0168	3428.832	6	42.7	2	1714.416	3	78.5
		558.6840	620.760	5.227	0.0143	0.0143	1454.119	3	78.5	1	2908.238	5	24.8	1

➤ Kontrol Balok T

**Gambar 4.29** Penampang Balok T

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk konstruksi balok T (**Gambar 4.29**), sesuai dengan persyaratan sebagai berikut:

- $be = \frac{1}{4} \cdot L_b = \frac{1}{4} \cdot 8000 = 2000 \text{ mm}$
 $= b_w + (8 \cdot t) = 350 + (8 \cdot 120) = 1310 \text{ mm}$ (menentukan)
 $= \frac{1}{2} \cdot (L_b - b_w) = \frac{1}{2} \cdot (8000 - 350) = 3825 \text{ mm}$
- $As = 1471,9 \text{ mm}^2$
 $a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot be} = \frac{1471,875 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 1310} = 13,218 \text{ mm}$
- $x = \frac{a}{\beta} = \frac{13,218}{0,764} = 17,218 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$
 $x \leq t$, termasuk balok T palsu sehingga perhitungan dilakukan dengan balok persegi.
- $a' = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{1471,875 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 350} = 49,475 \text{ mm}$
- $Mn_{act} = As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1471,875 \cdot 400 \left(434,5 - \frac{49,475}{2} \right)$
 $= 241247733,7 \text{ N.mm} > Mn$
 $Mn = 166252000 \text{ (OK)}$
- Cek Kondisi Penampang
 $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{49,475}{0,764} = 64,733 \text{ mm}$
 $0,375 \times d_{aktual} = 0,375 \times 434,5 \text{ mm} = 162,937 \text{ mm}$
 $C < 0,375 \times d_{aktual}$ (Penampang tension controlled, asumsi benar)

Interior									
Bentang	As	be	a	x	Ket.	a'	Mn.act	Mn	$\frac{1}{4} \cdot M \cdot \text{tum}$
(m)	(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
6	1471.875	1310	13.22	17.30	OK	49.47	241.25	85.37	136.7531

Eksterior									
Bentang	As	be	a	x	Ket.	a'	Mn.act	Mn	$\frac{1}{4} \cdot M \cdot \text{tum}$
(m)	(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
6	1471.875	1310	13.22	17.30	OK	49.47	241.25	61.81	82.26639
8	1471.875	1310	13.22	17.30	OK	49.47	241.25	89.43	109.3825
7.85	1471.875	1310	13.22	17.30	OK	49.47	241.25	85.81	83.09806

Dekat Shearwall									
Bentang	As	be	a	x	Ket.	a'	Mn.act	Mn	$\frac{1}{4} \cdot M \cdot \text{tum}$
(m)	(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
2.23	981.25	1310	8.81	11.53	OK	32.98	164.07	38.87	156.7828
4.93	981.25	1310	8.81	11.53	OK	32.98	164.07	69.04	193.2408
4.58	981.25	1310	8.81	11.53	OK	32.98	164.07	103.66	253.5108
6	981.25	1310	8.81	11.53	OK	32.98	164.07	58.91	184.0772

➤ Kontrol Rasio Tulangan

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1, control rasio tulangan dapat dihitung dengan persamaan berikut:

As yang digunakan tidak boleh kurang dari :

$$As_{min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{40}}{400} \cdot 350 \cdot 434,5$$

$$= 601,129 \text{ mm}^2$$

Dan tidak lebih kecil dari:

$$As_{min} = \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 350 \cdot 434,5}{400} = 532,263 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan terkecil : $1471,87 \text{ mm}^2 > 640,558 \text{ mm}^2$ (OK)

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2
 - Kuat lentur positif pada struktur lentur di muka kolom tidak boleh kurang dari setengah kuat lentur negatifnya.

$$M_n^+ \geq \frac{1}{2} \cdot M_n^- = 334,5 \text{ kN.m} \geq \frac{1}{2} \cdot 498,123 \text{ kN.m}$$

$$= 249,0615 \text{ kN.m (OK)}$$

- Sepanjang bentang balok tidak diijinkan momen positif maupun negatif yang bernilai kurang dari seperempat momen maksimum di tumpuan:

$$\frac{1}{4} \cdot 562,059 \text{ kN.m} = 140,515 \text{ kN.m}$$

Tulangan lapangan memiliki momen:

$$149627000 \text{ N.mm} > 140515000 \text{ N.mm (OK)}$$

4.5.2.2 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk

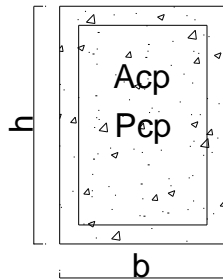
Perencanaan tulangan torsi pada gedung Denpasar Icon dibedakan sesuai letak balok pada struktur.

Contoh perhitungan diambil dari frame balok 8 meter:

$$T_u = 48,003 \text{ kN.m}$$

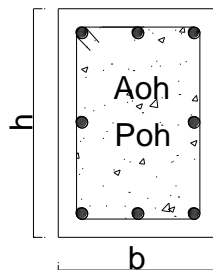
$$V_u = 236,759 \text{ kN.m}$$

Perhitungan Luas dan Keliling Penampang



Gambar 4.30 Luasan (A_{cp}) dan Keliling (P_{cp})

- A_{cp} = luas bruto penampang beton
 $= b \times h$
 $= 350 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} = 175000 \text{ mm}^2$
- P_{cp} = keliling luar penampang beton
 $= 2 \times (b + h)$
 $= 2 \times (350 \text{ mm} + 500 \text{ mm}) = 1700 \text{ mm}$



Gambar 4.31 Luasan (A_{oh}) dan Keliling (P_{oh})

- $b_h = (b_{\text{balok}} - 2 \cdot t_{\text{decking}} - \phi_{\text{geser}})$
 $= 350 - 2 \cdot 40 - 13 = 257 \text{ mm}$
- $h_h = (h_{\text{balok}} - 2 \cdot t_{\text{decking}} - \phi_{\text{geser}})$
 $= 500 - 2 \cdot 40 - 13 = 407 \text{ mm}$
- A_{oh} = luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang

$$= b_h \times h_h \text{ (**Gambar 4.31**)}$$

$$= 257 \text{ mm} \times 407 \text{ mm} = 104599 \text{ mm}^2$$

- P_{oh} = keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang (**Gambar 4.31**)
- $$= 2 \times (b_h + h_h)$$
- $$= 2 \times (257 \text{ mm} + 407 \text{ mm}) = 1328 \text{ mm}$$

➤ Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor T_u kurang dari perumusan berikut:

$$T_u \leq \phi \cdot 0,083 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

A_{cp} = Luas penampang total

P_{cp} = keliling penampang total

$\lambda = 1$ (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

$\phi = 0,75$ (faktor reduksi beban torsi)
SNI 2847:2013 pasal 9

Sehingga dapat dihitung:

$$T_u \leq \phi \cdot 0,083 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_u \leq 0,75 \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot \left(\frac{175000^2}{1700} \right)$$

$$48003700 \text{ N.mm} \leq 7092454 \text{ N.mm (Butuh Tulangan Torsi)}$$

➤ Cek Penampang Balok

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \times p_h}{1,7 \times A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f'c} \right)$$

Dimana :

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d = 0,17 \cdot \sqrt{40} \cdot 350 \cdot 434,5 = 163507,148 \text{ N}$$

Sehingga :

$$\sqrt{\left(\frac{132026}{350 \times 434,5}\right)^2 + \left(\frac{28049700 \times 1328}{1,7 \times 104599^2}\right)^2} = 3,76$$

$$0,75 \cdot \left(\frac{164071,614}{350 \times 436} + 0,66 \sqrt{40}\right) = 3,937$$

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times p_h}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{bw \times d} + 0,66 \sqrt{f'c}\right) \text{ (OK)}$$

- Perhitungan Tulangan Transversal Penahan Torsi
Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,85 A_{oh}$ dan nilai $\Theta = 45^\circ$
 $A_o = 0,85 \cdot A_{oh} = 0,85 \cdot 104599 \text{ mm}^2 = 88909,15 \text{ mm}^2$

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\begin{aligned} \frac{T_u}{\phi} &= \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{S} \cdot \cot \Theta \\ \frac{A_t}{S} &= \frac{T_u}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot \Theta} = \frac{28049700}{0,75 \cdot 2 \cdot 88909,15 \cdot 400 \cdot \cot 45} \\ &= 0,581 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

- Perhitungan Tulangan Longitudinal Penahan Torsi

$$\begin{aligned} A_l &= \frac{A_t}{s} \cdot P_{oh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \Theta \\ &= 0,581 \cdot 1328 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \cdot \cot^2 45 = 771,983 \text{ mm}^2 \\ A_{l.min} &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) \cdot p_{oh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \\ &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{40} \cdot 175000}{400} - (0,581) \cdot 1328 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \\ &= 390,154 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

A.longitudinal untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% kekanan, 25% ke atas dan 25% kebawah bagian balok. Al.torsi untuk kiri kanan = $0,5 \times 771,983 = 385,991 \text{ mm}^2$.

Dikarenakan tuangan minimum 2, maka digunakan tulangan 2 D25 ($A_s = 981.25 \text{ mm}^2$), dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang.

Berikut merupakan hasil rekapitulasi penulangan longitudinal penahan torsi (**Tabel 4.36**):

Tabel 4.36 Rekapitulasi Penulangan Longitudinal Penahan Torsi

Interior					
Bentang	Al	Al.min	Al. pakai	D	Jumlah Tulangan
(m)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm)	(buah)
6	1018.7253	143.412	509.363	25	2

Eksterior					
Bentang	Al	Al.min	Al. pakai	D	Jumlah Tulangan
(m)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm)	(buah)
6	1332.6933	-170.556	666.347	25	2
8	931.67014	230.467	465.835	25	2
7.85	885.21733	276.920	442.609	25	2

Daerah dekat shearwall					
Bentang	Al	Al.min	Al. pakai	D	Jumlah Tulangan
(m)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	(mm)	(buah)
2.23	1370.552	140.226	685.276	25	2
4.93	937.91866	572.859	468.959	25	2
4.58	1633.8873	-123.109	816.944	25	2
6	766.3014	744.477	383.151	25	2

4.5.2.3 Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2:

- $S < \frac{1}{4} \cdot d = \frac{1}{4} \cdot 434,5 = 108,625 \text{ mm}$ (menentukan)
- $S < 6 \cdot \phi = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$

- $S < 150 \text{ mm}$
- Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4:

- $S < \frac{1}{2} \cdot d = \frac{1}{2} \cdot 434,5 = 217,25 \text{ mm}$ (menentukan)

A. Penulangan Tumpuan

Perhitungan tulangan geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul mome probable. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4 bahwa gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum M_{pr} , dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

- Momen Ujung M_{pr}

M_{pr} merupakan kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan menganggap kuat Tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum 1,25 fy.

- Akibat Gempa ke Kiri

o M_{pr} Negatif (M_{pr}^-)

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= (A_s \times 1,25 f_y - A'_s \times 1,25 f'_s) \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times 1,25 f'_s \times (d - d') \\ &= (4415,63 \times 1,25 \cdot 400 - 2453,13 \times 1,25 \times 273,599) \left(412,28 - \frac{96,323}{2} \right) + 2453,125 \times 1,25 \cdot 273,599 \times (412,28 - 65,5) \\ &= 789353784,8 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

o M_{pr} Positif (M_{pr}^+)

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= (A_s \times 1,25 f_y - A'_s \times 1,25 f'_s) \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times 1,25 f'_s \times (d - d') \\ &= (2453,13 \times 1,25 \cdot 400 - 4415,63 \times 1,25 \times 31,51) \left(412,28 - \frac{96,323}{2} \right) + 4415,63 \times 1,25 \cdot 31,519 \times (412,28 - 65,5) \\ &= 455307135,9 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

- Akibat Gempa ke Kanan

o Mpr Positif (Mpr^+)

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= (As \times 1,25 f_y - A's \times 1,25 f'_s) \left(d - \frac{a}{2} \right) + A's \times 1,25 f'_s \times (d - d') \\ &= (2453,13 \times 1,25 \times 400 - 4415,63 \times 1,25 \times 31,51) \left(412,28 - \frac{74,069}{2} \right) + 2453,13 \times 1,25 \times 31,519 \times (412,28 - 65,5) \\ &= 455307135,9 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

o Mpr Negatif (Mpr^-)

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= (As \times 1,25 f_y - A's \times 1,25 f'_s) \left(d - \frac{a}{2} \right) + A's \times 1,25 f'_s \times (d - d') \\ &= (4415,63 \times 1,25 \times 400 - 2453,13 \times 1,25 \times 273,599) \left(412,28 - \frac{78,485}{2} \right) + 1519,76 \times 1,25 \times 273,599 \times (412,28 - 65,5) \\ &= 789353784,8 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

• Gaya geser total pada muka tumpuan (>2h)

- Gaya geser akibat beban gravitasi:

$$V_G = 135261,8 \text{ N} (1,2D + 1L)$$

- Akibat Gempa ke Kiri

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{Mpr_1 + Mpr_4}{Ln} - Vg \\ &= \frac{789353784,8 + 455307135,9}{7300} - 135261,8 \\ &= 35239,7 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{Mpr_1 + Mpr_4}{Ln} + Vg \\ &= \frac{789353784,8 + 455307135,9}{7300} + 135261,8 \\ &= 305763,3 \text{ N} \end{aligned}$$

- Akibat Gempa ke Kiri

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{Mpr_2 + Mpr_3}{Ln} + Vg \\ &= \frac{789353784,8 + 455307135,9}{7300} + 135261,8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 305763,3 \text{ N} \\
 V_{\text{ekn}} &= \frac{Mpr_1 + Mpr_4}{Ln} - V_g \\
 &= \frac{789353784,8 + 455307135,9}{7300} - 135261,8 \\
 &= 35239,7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- Gaya geser total yang menentukan, $V_e = 305763,3 \text{ N}$

- Perhitungan penulangan geser
- Kuat geser beton ($V_c=0$) seperti yang dijelaskan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 apabila:
 - Gaya geser akibat gempa $> 0,5 \times$ gaya geser total

$$170501,5 \text{ N} > 0,5 \times 305763,296 \text{ N}$$

$$170501,5 \text{ N} > 152881,648 \text{ N}$$
 - Gaya aksial tekan $< A_g \times \frac{f_{tc}}{20}$

$$< 175000 \times \frac{40}{20} = 350000 \text{ N}$$

Karena gaya aksial kecil sekali, maka persyaratan memenuhi, sehingga $V_c = 0$

- $\Phi = 0,75$
- $V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = V_s = \frac{305763,296 \text{ N}}{0,75} - 0 = 407684,39 \text{ N}$
- $\frac{Av}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d_{\text{aktual}}} = \frac{407684,39}{400 \times 412,28} = 2,47 \text{ mm}^2/\text{mm}$
- Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

$$\frac{Av}{s} + \frac{At}{s} = 2,47 + 0,581 = 3,053 \text{ mm}^2/\text{mm}$$
- Dipakai sengkang 4 D13, $A_v = 132,665 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{4 \times 132,665}{3,053} = 173,789 \text{ mm}$$

Dipasang 4 D13-150 mm sepanjang $2.h = 2.500 = 1000 \text{ mm}$ dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama diletakkan 5 cm dari muka kolom.

B. Penulangan Lapangan

- Tulangan geser di luar sendi plastis ($> 2h = 1000 \text{ mm}$)

- $V_{u,2h} = 213,688 \text{ kN}$
- Untuk daerah diluar sendi plastis, kuat beton diperhitungkan:

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,17 \cdot \sqrt{40} \cdot 350 \cdot 434,5 \\ &= 163507,15 \text{ N} = 163,507 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat

1. Tidak butuh tulangan geser
 $V_u \leq 0,5\phi V_c$
2. Butuh tulangan geser minimum
 $0,5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$
3. Butuh tulangan geser
 $\phi V_c \leq V_u \leq (\phi V_c + 0,66\sqrt{f'_c} b_w d)$

Dari data diatas didapat:

$$V_u = 213,688 \text{ kN} > 0,5\phi V_c = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 163,507 = 61,315 \text{ kN}$$

$$V_u = 213,688 \text{ kN} > \phi V_c = 0,75 \times 163,507 = 122,630 \text{ kN}$$

Maka dibutuhkan tulangan geser, sehingga:

$$V_s = \frac{V_{u,2h}}{\phi} - V_c = \frac{213688}{0,75} - 163507 = 121410,19 \text{ N}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki f_y 400 MPa

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y + d_{aktual}} = \frac{121410,19}{412,277} = 0,736$$

- Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi :

$$\frac{A_v}{s} + \frac{A_t}{s} = 0,736 + 0,581 = 1,317 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Dipasang sengkang 2 D13

$$A_v = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{132,665 \cdot 2}{1,317} = 201,385 \text{ mm}$$

Dipasang 2 D13-200 mm pada daerah luar sendi plastis ($>2h$)

Berikut merupakan rekapitulasi kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi (**Tabel 4.37**):

Tabel 4.37 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Transversal Penahan Geser dan Torsi

Interior										
Bentang	Vu (1 m)	Vc	0.5.φ.Vc	φ.Vc	φ.Vc + 0.66√f'c.bw.d	Vs	Av/s	Av/s + At/s	Jarak	Jarak Pakai
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
6	196.047	163.507	61.32	122.630	757.423	138.766	0.307	1.356	195.612	150

Eksterior										
Bentang	Vu (1 m)	Vc	0.5.φ.Vc	φ.Vc	φ.Vc + 0.66√f'c.bw.d	Vs	Av/s	Av/s + At/s	Jarak	Jarak Pakai
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
6	142.590	163.507	61.31518	122.630	757.423	67.490	0.353	1.726	153.709	150
8	112.944	163.507	61.31518	122.630	-	-	0.343	1.045	253.985	150
7.85	114.979	163.507	61.31518	122.630	-	-	0.343	1.010	262.785	150

Daerah dekat Shearwall										
Bentang	Vu (1 m)	Vc	Vs	φ.Vc	φ.Vc + 0.66√f'c.bw.d	Vs	Av/s	Av/s + At/s	Jarak	Jarak Pakai
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
2.23	505.224	219.954	82.48268	164.965	799.758	508.667	0.353	1.195	222.098	150
4.93	293.345	219.954	82.48268	164.965	799.758	226.161	0.369	0.945	280.870	150
4.58	414.118	219.954	82.48268	164.965	799.758	387.192	0.369	1.372	193.365	150
6	234.011	219.954	82.48268	164.965	799.758	147.049	0.369	0.839	316.149	150

4.5.2.4 Panjang Penyaluran Tulangan

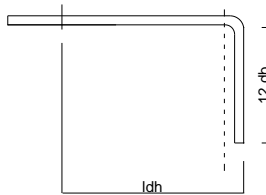
Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sbb:

$$L_{dh} > 8.db = 8.22 = 196 \text{ mm}$$

$$L_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$L_{dh} = \frac{0,24.fy.db}{\sqrt{f'c}} = \frac{0,24.400.25}{\sqrt{40}} = 379,473 \text{ mm}$$

Maka digunakan $l_{dh} = 400 \text{ mm}$ masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait $12.db = 12.25 = 300 \text{ mm}$



Gambar 4.32 Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standart

4.5.3 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder, balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Dalam perhitungan perencanaan dimensi kolom, bagian kolom yang direncanakan ialah kolom interior dan juga kolom yang memikul balok pratekan.

Dalam perencanaan struktur kolom pada tugas akhir ini, kolom didesain sebagai berikut:

Ketinggian Lantai	:
- Basement	: 4,00 m
- Lantai 1-3	: 4,50 m
- Lantai 4-25	: 4,00 m

Dimensi Kolom	:
- Basement 1- 3	: 120 x 95
- Lantai 1 – 5	: 110 x 95

- Lantai 6 – 10 : 110 x 75
- Lantai 11 – 15 : 90 x 70
- Lantai 16 – 20 : 75 x 55
- Lantai 21 – 25 : 55 x 40
- Ruang mesin : 40 x 40

4.5.3.1 Perencanaan Kolom (70/90) Lantai 11-15

a. Data Perencanaan

- Dimensi Kolom : 700 mm x 900 mm
- Tinggi Kolom : 400 mm
- Decking : 40 mm
- Φ Tul.Utama : 22 mm
- Φ Tul.Sengkang : 16 mm
- Mutu baja (f_y) : 400 MPa
- Mutu beton (f'_c) : 40 MPa

Tabel 4.38 Momen dan Gaya Aksial Kolom Lantai 11

Kombinasi Beban	Lokasi	P	M2	M3
		(kN)	(kNm)	(kNm)
1.4 D	Bawah	-4928.7258	-97.6369	154.528
	Atas	-4854.6378	98.3826	-131.984
1.2 D + 1.6 L	Bawah	-4899.66	-109.549	161.2947
	Atas	-4836.156	108.3375	-137.582
1.2 D + 1 Rspy + 0.1216 D + L	Bawah	-3926.8407	113.8043	407.5354
	Atas	-3856.9016	285.9245	65.9818
1.2 D - 1 RSpy + 0.1216 D + L	Bawah	-6222.391	-330.468	-79.7339
	Atas	-6152.452	-70.1663	-345.733
1.2 D - 1 RspX + 0.1216 D + L	Bawah	-2713.0351	66.3494	723.4586
	Atas	-2643.0961	255.8604	332.0772
1.2 D + 1 RspX + 0.1216 D + L	Bawah	-7436.1966	-283.013	-395.657
	Atas	-7366.2575	-40.1022	-611.828
0.9 D - 1 Rspy - 0.1216 D	Bawah	-1592.5963	167.85	329.5522
	Atas	-1551.4034	232.7461	132.4744
0.9 D + 1 Rspy - 0.1216 D	Bawah	-3888.1467	-276.422	-157.717
	Atas	-3846.9538	-123.345	-279.24
0.9 D + 1 RspX - 0.1216 D	Bawah	-378.7908	120.3951	645.4754
	Atas	-337.5979	202.682	398.5698
0.9 D - 1 RspX - 0.1216 D	Bawah	-5101.9522	-228.967	-473.64
	Atas	-5060.7593	-93.2805	-545.336

Pada **Tabel 4.38** merupakan gaya aksial dan momen yang terjadi pada setiap kombinasi beban yang diinput pada program bantu ETABS.

4.5.3.2 Kontrol Dimensi Kolom

Sebelum diperiksa syarat dimensi kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.1 harus dipenuhi bila:

- Kolom sebagai penahan gaya gempa dan yang menahan gaya tekan aksial

- Menerima beban aksial berfaktor (P_u) lebih besar dari $\frac{A_g \times f'_c}{10} = \frac{700 \times 900 \times 40}{10} = 2520000 \text{ N} = 2520 \text{ kN}$.

$P_u = 7436,1966 \text{ kN} > 2520 \text{ kN}$ (OK).

Maka pasal tersebut diatas berlaku :

- Ukuran penampang terpendek tidak kurang dari 300 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.1)

Sisi terpendek kolom = 700mm > 300 mm (OK)

- Ratio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4 (SNI 2947:2013 pasal 21.6.1.2).

$\frac{b}{h} = \frac{700}{900} = 0,77 > 0,4$ (OK)

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan persyaratan (**Tabel 4.39**):

Tabel 4.39 Rekapitulasi Kontrol Dimensi Kolom

Kolom			P_u	$A_g \cdot f'_c / 10$	b.min	b/h	Ket
Letak	Dimensi (mm)		(kN)	(kN)	(mm)		
BS 1-3	950	1200	17260.55	4560	300	0.792	OK
Lantai 1-5	950	1100	15890.32	4180	300	0.864	OK
Lantai 6-10	750	1100	11171.46	3300	300	0.682	OK
Lantai 11-15	700	900	7436.197	2520	300	0.778	OK
Lantai 16-20	550	750	4481.06	1650	300	0.733	OK
Lantai 21-25	400	550	2111.16	880	300	0.727	OK
R.Mesin	400	400	1117.61	640	300	1.000	OK

Berdasarkan **Tabel 4.39** dapat disimpulkan bahwa semakin besar penampang balok maka semakin besar gaya aksial (P_u) yang terjadi, sedangkan untuk ukuran penampang terpendek yaitu 400 mm, sedangkan ratio penampang terkecil dari beberapa

jenis penampang yaitu sebesar 0,682, sehingga kontrol untuk penampang yang digunakan telah memenuhi.

4.5.3.3 Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

Bedasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.1 luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari 0,01Ag atau lebih dari 0,06Ag. Dengan menggunakan program bantu spColumn gaya-gaya yang bekerja pada kolom diinput masuk dalam program, sehingga didapatkan rasio tulangan 1,47% atau 24 D22. Berikut merupakan rekapitulasi tulangan lentur (**Tabel 4.40**):

Tabel 4.40 Rekapitulasi Penulangan Lentur

Kolom			0,01.Ag	0,06.Ag	Ag.tul	Ket.
Letak	Dimensi (mm)		(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	
BS 1-3	950	1200	11400	68400	11610	OK
Lantai 1-5	950	1100	10450	62700	10836	OK
Lantai 6-10	750	1100	8250	49500	10836	OK
Lantai 11-15	700	900	6300	37800	9288	OK
Lantai 16-20	550	750	4125	24750	9288	OK
Lantai 21-25	400	550	2200	13200	8520	OK
R.Mesin	400	400	1600	9600	5680	OK

- Kontrol spasi tulangan

Spasi bersih minimum tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db tetapi tidak kurang dari 25 mm (SNI 2847:2013 pasal 7.6.1)

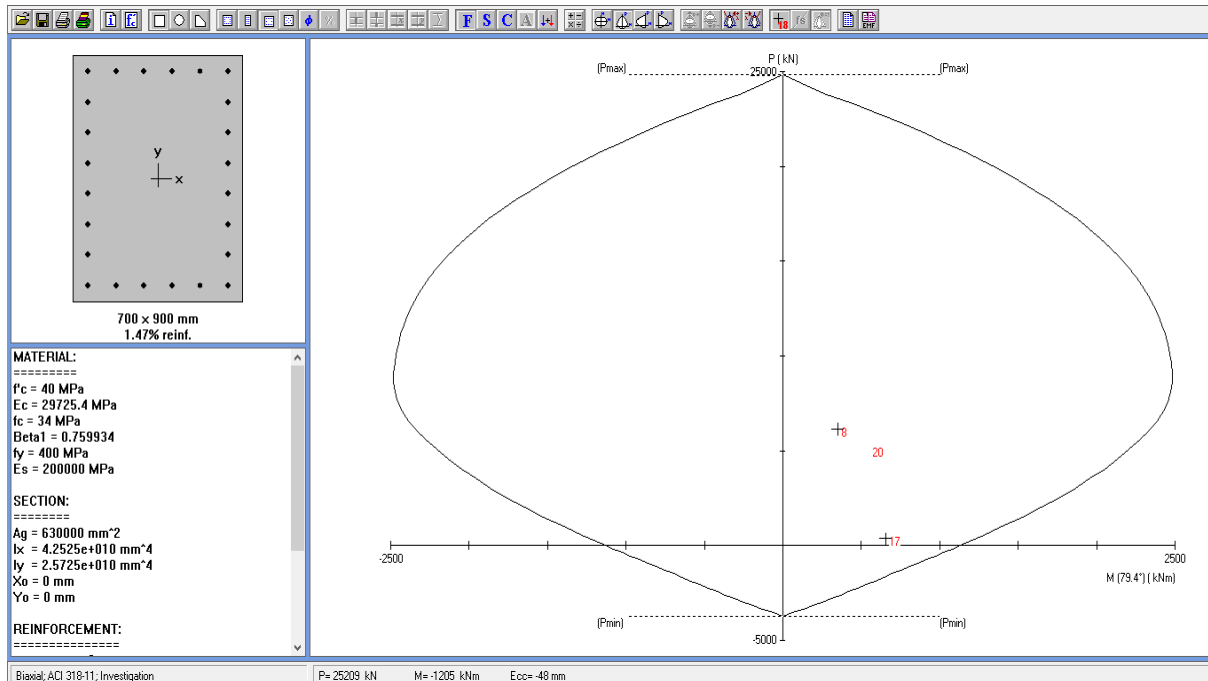
$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi \text{sengkang} - n \cdot \phi \text{tul utama}}{n - 1} \\
 &= \frac{700 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 16 - 6 \cdot 22}{6 - 1} = 91,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan spasi tulangan (**Tabel 4.41**):

Tabel 4.41 Rekapitulasi Perhitungan Spasi Tulangan

Letak	Dimensi (mm)	n (buah)	S (mm)	Syarat (mm)	Ket.
BS 1-3	950	7	114	25	OK
	1200	8	96.44444	25	OK
Lantai 1-5	950	6	141.2	25	OK
	1100	8	85.33333	25	OK
Lantai 6-10	750	6	101.2	25	OK
	1100	8	116	25	OK
Lantai 11-15	700	6	91.2	25	OK
	900	6	87.42857	25	OK
Lantai 16-20	550	6	61.2	25	OK
	750	6	66	25	OK
Lantai 21-25	400	6	36	25	OK
	550	7	34.125	25	OK
R.Mesin	400	6	36	25	OK
	400	5	26.83333	25	OK

Spasi tulangan minimum yaitu > 25 mm, agar agregat dapat masuk ke celah-celah saat pengecoran berlangsung, spasi tulangan dihitung setelah mendesain pada spColumn, hasil dari spColumn seperti pada **Gambar 4.32**



Gambar 4.33 Diagram Interaksi P-M spColumn Lantai Atas dan Bawah

4.5.3.1 Pesyaratan *Strong Column-Weak Beam*

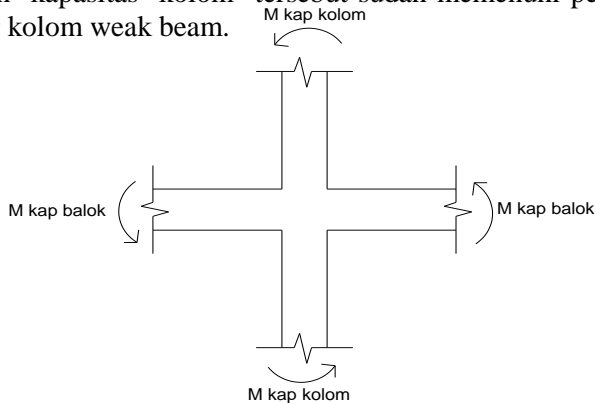
Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847: 2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa:

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_g$$

Dimana:

$\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_g$ merupakan momen pada muka joint, yang berhubungan dengan kuat lentur nominal balok (termasuk pelat yang berada pada kondisi tarik) (**Gambar 4.34**).

Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*.



Gambar 4.34 Gambar Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK

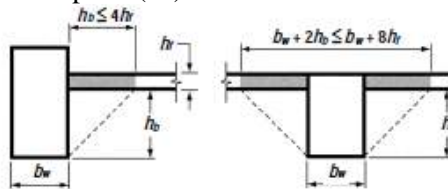
- Menghitung nilai $\sum M_g$

Pada kolom yang ditinjau merupakan joint pertemuan antara B1(35/50) dan B2 (35/50) sehingga $\sum M_g$ yang dimaksud adalah

total jumlah momen nominal pada balok B1 (35/50) dan B2 (35/50).

a. Mg pada balok B1 (35/50)

- Lebar efektif pelat (be)



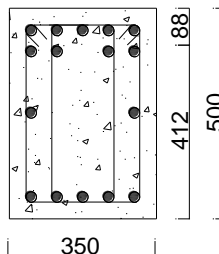
Gambar 4.35 Lebar Efektif Pelat yang Disertakan Balok

Lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 13.2.4 (**Gambar 4.35**) yaitu:

$$be = bw + 2 hw = 350 + (2 \times 380) = 1110 \text{ mm (menentukan)}$$

$$be = bw + 8 hf = 350 + (8 \times 120) = 1310 \text{ mm}$$

- Tinggi efektif actual (d_{aktual})



Gambar 4.36 Penampang Tumpuan Balok B1 (35/50)

Tabel 4.42 Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik

Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik							
Baris ke,-	Jumlah n	ϕ mm	Spasi (S) mm	Luas (A) mm ²	Spasi Baris mm	Jarak (y) mm	Luas x Jarak mm ³
1	5	25	29.75	2453.125	-	65.5	160679.6875
2	4	25	48.00	1962.5	25	115.5	226668.75
Jumlah	9			4415.625		181	387348.4375

- Letak titik berat tulangan (dari sisi luar beton)

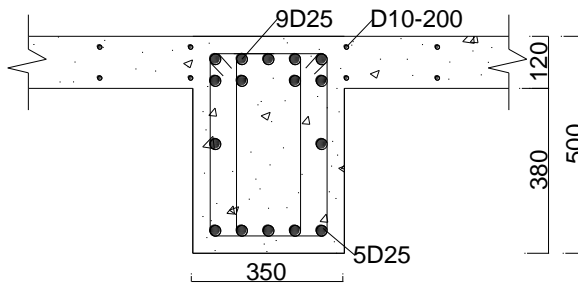
$$y = \frac{387348,437}{4415,625} = 87,722 \text{ mm}$$
- Tinggi efektif actual:

$$d_{\text{aktual}}: h - y = 500 \text{ mm} - 87,722 \text{ mm} = 412,28 \text{ mm}$$

- Luas Tulangan (A_s)

$$\begin{aligned} A_{s,\text{tarik}} &= A_{s,\text{tarik balok}} + A_{s,\text{tarik pelat}} \\ &= 4415,625 + 2 \cdot \left(\frac{1110}{250} \right) \times 0,25 \times \pi \times 10^2 \\ &= 5113,056 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s,\text{tekan}} &= A_{s,\text{tekan balok}} \\ &= 2453,125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



Gambar 4.37 Penampang Tumpuan B1 (35/50) dan Pelat yang Disertakan untuk Perhitungan Luasan Tulangan Tarik

- Besar nilai M_g

$$M_{g1} = (A_s \times f_y - A_s' \times f_s') - \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' \times f_s' \times (d - d')$$

$$M_{g1}^- = 761,979 \text{ kN.m}$$

$$M_{g1}^+ = 360,594 \text{ kN.m}$$

$$M_g \text{ total} = 761,979 + 360,594 = 1122,573 \text{ kN.m}$$

b. M_g pada balok B2 (35/50)

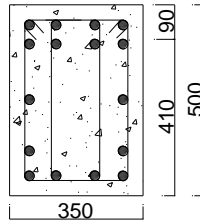
- Lebar efektif pelat (b_e)

Lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 13.2.4 yaitu:

$$be = bw + 2 hw = 350 + (2 \times 380) = 1110 \text{ mm (menentukan)}$$

$$be = bw + 8 hf = 350 + (8 \times 120) = 1310 \text{ mm}$$

- Tinggi efektif actual (d_{aktual})



Gambar 4.38 Penampang Tumpuan Balok B2 (35/50)

Tabel 4.43 Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik

Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik							
Baris ke,-	Jumlah	ϕ	Spasi (S)	Luas (A)	Spasi Baris	Jarak (y)	Luas x Jarak
	n	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm ³
1	4	25	48.00	1962.5	-	65.5	128543.75
2	4	25	48.00	1962.5	25	115.5	226668.75
Jumlah	8			3925		181	355212.5

- Letak titik berat tulangan (dari sisi luar beton)

$$y = \frac{355212,5}{3925} = 90,5 \text{ mm}$$

- Tinggi efektif actual:

$$d_{\text{aktual}}: h - y = 500 \text{ mm} - 90,5 \text{ mm} = 409,5 \text{ mm}$$

- Luas Tulangan (A_s)

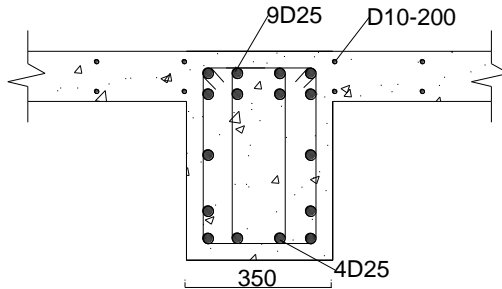
$$A_{s.\text{tekan}} = A_{s.\text{tekan balok}} + A_{s.\text{tekan pelat}}$$

$$= 3925 + 2 \cdot \left(\frac{1110}{250} \right) \times 0,25 \times \pi \times 10^2$$

$$= 4622,434 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.\text{tarik}} = A_{s.\text{tarik balok}}$$

$$= 2943,75 \text{ mm}^2$$



Gambar 4.39 Penampang Tumpuan B2 (35/50) dan Pelat yang Disertakan untuk Perhitungan Luasan Tulangan Tarik

- Besar nilai M_g

$$M_{g1} = (A_s \times f_y - A_s' \times f_s) - \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' \times f_s \times (d-d')$$

$$M_{g1}^- = 632,516 \text{ kN.m}$$

$$M_{g1}^+ = 437,778 \text{ kN.m}$$

$$M_g \text{ total} = 632,516 + 437,778 = 1070,294 \text{ kN.m}$$

Dari kedua nilai M_g diatas maka M_g yang digunakan yaitu sebesar 1122,573 kN.m

- Menghitung nilai ΣM_{nc}

Nilai M_{nc} didapat dari diagram interaksi P-M dengan spColumn. Untuk kolom atas dan bawah output dari diagram interaksi ditampilkan pada **Gambar 4.40**. M_{nc} merupakan jumlah kuat nominal dari kolom di muka sisi atas dan bawah HBK (Hubungan Balok Kolom) dari hasil perhitungan terpasang akibat kombinasi beban berfaktor. Kuat momen ini harus dicek pada beban aksial maksimum yang memberikan kuat momen terendah.

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu
1	4899.66	109.55	161.29	1231.27	1812.86	11.239
2	4836.16	108.34	137.58	1360.41	1727.64	12.557
3	4928.73	97.64	154.53	1170.68	1852.82	11.990
4	4854.64	98.38	131.98	1311.40	1759.28	13.330
5	3926.84	98.38	131.98	1243.11	1667.68	12.635
6	3856.90	285.92	65.98	2399.16	553.65	8.391
7	6222.39	330.47	79.73	2720.48	656.39	8.232
8	6152.45	70.17	345.73	466.41	2298.18	6.647
9	2713.04	66.35	723.46	164.49	1793.60	2.479
10	2643.10	255.86	332.08	1145.87	1487.20	4.478
11	7436.20	283.01	395.66	1387.46	1939.70	4.902
12	7366.26	40.10	611.83	161.33	2461.34	4.023
13	1592.60	167.85	392.55	622.91	1456.80	3.711
14	1551.40	232.75	132.47	1583.33	901.20	6.803
15	3888.15	276.42	157.72	1964.33	1120.78	7.106
16	3846.95	123.34	279.24	817.62	1851.01	6.629
17	378.79	120.40	645.48	226.38	1213.71	1.880
18	337.60	202.68	398.57	587.00	1154.33	2.896
19	5101.95	228.97	473.64	957.97	1981.65	4.184
20	5060.76	93.28	545.34	371.99	2174.70	3.988

Gambar 4.40 Output Diagram Interaksi P-M Kolom Atas dan Bawah

- Kontrol syarat “*strong column weak beam*”

Maka diketahui nilai $M_{nc_{atas}}$ dan $M_{nc_{bawah}}$ adalah 161,83 kNm dan 1387,46 kNm

$$\sum M_{nc} = 161,83 + 1387,46 = 1548,79 \text{ kNm}$$

$$1,2 \cdot \sum M_{nb} = 1,2 \times 1122,573 = 1347,088 \text{ kNm}$$

Sehingga,

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \text{ (OK)}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol syarat “*strong column weak beam*”

Tabel 4.44 Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Syarat “*Strong Column Weak Beam*”

Letak	Mnc (kNm)		Total (kNm)	1,2 x Mnb (kNm)	Ket.
	Atas	Bawah			
BS 1-3	3233.93	2954.85	6188.78	1374.918	OK
Lantai 1-5	3777.47	5471.17	9248.64	1374.918	OK
Lantai 6-10	312.67	1856.86	2169.53	1374.918	OK
Lantai 11-15	161.33	1387.46	1548.79	1374.918	OK
Lantai 16-20	306.45	1112.08	1418.53	1374.918	OK
Lantai 21-25	655.49	787.62	1443.11	1374.918	OK
R.Mesin	287.34	309.51	596.85	584.9457	OK

4.5.3.2 Tulangan Transversal untuk Pengekangan

- a. Menentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop). Tulangan hoop dibutuhkan sepanjang lo dari ujung-ujung kolom dengan lo merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1):

- Tinggi komponen struktur di joint, $h = 500$ mm (tinggi balok)
- $\frac{1}{6} \times$ bentang bersih balok $= \frac{1}{6} \times (4000-500)$
 $= 583,33$ mm
- 450 mm

- b. Menentukan spasi maksimum hoop, s_{max} pada daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom. Nilai s_{max} merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3):

- $\frac{1}{4} \times$ dimensi komponen struktur minimum
 $\frac{1}{4} \times 700$ mm = 175 mm
- 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil
 6×22 mm = 132 mm
- So, dengan so tidak melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.

$$S_o = 100 + \frac{350 - 0,5h_x}{3} = 81,33 \text{ mm}$$

Tabel 4.45 Rekapitulasi Spasi Maksimum Hoop

Jenis Kolom			b/4	6.db	So	S.pakai
Letak	Dimensi (mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
BS 1-3	950	1200	237.5	132	31.333	100
Lantai 1-5	950	1100	237.5	132	48.000	100
Lantai 6-10	750	1100	187.5	132	48.000	100
Lantai 11-15	700	900	175	132	81.333	100
Lantai 16-20	550	750	137.5	132	106.333	100
Lantai 21-25	400	550	100	114	139.417	100
R.Mesin	400	400	100	114	164.417	100

c. Penentuan luas tulangan confinement

Untuk daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom, total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4):

- $A_{sh1} = 0,3 \cdot \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_{yt}} \right) \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$
- $A_{sh2} = 0,09 \cdot \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_{yt}} \right)$
- $b_c = \text{lebar penampang inti beton (yang terkekang)}$

$$= b - 2 \left(t_s + \frac{1}{2} \cdot d_s \right) = 700 - 2 \left(40 + \frac{1}{2} \cdot 16 \right)$$

$$= 604 \text{ mm}$$
- $A_{ch} = (b - 2t_s) \times (h - 2t_s) = (800 - 2 \cdot 40) \times (900 - 2 \cdot 40)$

$$= 579824 \text{ mm}^2$$
- $A_{sh1} = 0,3 \cdot \left(\frac{100 \cdot 804 \cdot 40}{400} \right) \cdot \left(\frac{700 \times 900}{579824} - 1 \right) = 208,73 \text{ mm}^2$
- $A_{sh2} = 0,09 \cdot \left(\frac{100 \cdot 804 \cdot 40}{400} \right) = 543,6 \text{ mm}^2$

Jadi digunakan 4D16-100 dengan $A_s \text{ pasang} = 4 \times 0,25 \times \pi \times (16)^2 = 804,248 \text{ mm}^2 > 543,6 \text{ mm}^2$

Tabel 4.46 Rekapitulasi Spasi Tulangan *Confinement*

Jenis Kolom			bc	Ach	A _{sh1}	A _{sh2}	As.pasang	Tulangan pasang	Ket.
Letak	Dimensi (mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
BS 1-3	950	1200	1104	1072224	209.35	993.6	1206.37	6D16-100	OK
Lantai 1-5	950	1100	1004	980424	198.39	903.6	1206.37	6D16-100	OK
Lantai 6-10	750	1100	1004	766824	228.51	903.6	1206.37	6D16-100	OK
Lantai 11-15	700	900	804	579824	208.73	723.6	804.25	4D16-100	OK
Lantai 16-20	550	750	654	371924	214.05	588.6	804.25	4D16-100	OK
Lantai 21-25	400	550	454	195976	166.96	408.6	603.19	3D16-100	OK
R.Mesin	400	400	304	139876	131.21	273.6	603.19	3D16-100	OK

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi lo di masing-masing ujung kolom), diberi hoops dengan spasi minimum berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.4:

- 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil
6 x 22 = 132 mm
- 150 mm

Jadi digunakan hoop 4 D16-130 mm

4.5.3.3 Tulangan Transversal untuk Beban Geser

Gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai (a), tetapi tidak perlu lebih besar dari nilai (b) dan harus melebihi nilai (c).

$$(a) V_{e1} = \frac{M_{prc\ atas} + M_{prbawah}}{l_u}$$

$$(b) V_{e2} = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{l_n}$$

(c) V_u hasil analisa struktur

- Pehitungan gaya geser desain

(a) Menghitung nilai V_{e1}

$M_{prc.atas}$ dan $M_{prc.bawah}$ didapatkan dari diagram interaksi P_n-M_{pr} kolom. Diagram interaksi didapat dengan menggunakan $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$. Besarnya $M_{prc.atas}$ dan $M_{prc.bawah}$ adalah 2574 kN.m dan 2819,45 kN.m (**Gambar 4.41**).

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:						
No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	PhiMnx kNm	PhiMny kNm	PhiMn/Mu
1	4899.66	109.55	161.29	1285.58	1892.83	11.735
2	4836.16	108.34	137.58	1417.05	1799.57	13.080
3	4928.73	97.64	154.53	1223.63	1936.62	12.533
4	4854.64	98.38	131.98	1367.35	1834.34	13.898
5	3926.84	98.38	131.98	1313.26	1761.79	13.349
6	3856.90	285.92	65.98	2574.00	593.99	9.002
7	6222.39	330.47	79.73	2819.45	680.26	8.532
8	6152.45	70.17	345.73	490.27	2415.71	6.987
9	2713.04	66.35	723.46	182.91	1994.36	2.757
10	2643.10	255.86	332.08	1242.48	1612.60	4.856
11	7436.20	283.01	395.66	1407.74	1968.05	4.974
12	7366.26	40.10	611.83	170.40	2599.78	4.249
13	1592.60	167.85	392.55	703.39	1645.03	4.191
14	1551.40	232.75	132.47	1751.28	996.79	7.524
15	3888.15	276.42	157.72	2066.62	1179.14	7.476
16	3846.95	123.34	279.24	876.50	1984.31	7.106
17	378.79	120.40	645.48	270.65	1451.06	2.248
18	337.60	202.68	398.57	691.48	1359.78	3.412
19	5101.95	228.97	473.64	1004.73	2078.37	4.388
20	5060.76	93.28	545.34	399.12	2333.32	4.279

Gambar 4.41 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah $f_s = 1,25 f_y$

Maka, dapat dihitung

$$V_{e1} = \frac{M_{prc atas} + M_{prbawah}}{lu} = \frac{2574 \text{ kN.m} + 2819,45 \text{ kN.m}}{4 \text{ m}} = 1348,362 \text{ kN}$$

(b) Menghitung V_{e2}

Nilai M_{pr}^+ dan M_{pr}^- merupakan nilai pada balok yaitu sebesar 789,354 kN.m dan 455,307 kN.m

$$V_{e2} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{ln} = \frac{789,354 \text{ kN.m} + 455,307 \text{ kN.m}}{3,5 \text{ m}} = 355,617 \text{ kN}$$

(c) V_u hasil analisa struktur ETABS

Berdasarkan output ETABS didapatkan nilai $V_u = 380,234 \text{ kN}$, sedangkan didapatkan $V_{e_{maks}}$ hasil perhitungan sebesar 1348,3625 kN, maka nilai $V_e > V_u$.

Berdasarkan persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 yaitu nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari nilai gaya geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan analisa struktur.

Sehingga perencanaan geser memenuhi persyaratan (OK).

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol nilai V_e terhadap nilai V_u (**Tabel 4.47**):

Tabel 4.47 Rekapitulasi Kontrol Nilai V_e terhadap Nilai V_u

Letak	Mpre (kNm)		Ve1	Mprb (kNm)		Ve2	Vu	Ket
	Atas	Bawah	(kNm)	+	-	(kNm)	(kNm)	
BS 1-3	5756.18	5642.75	2849.733	789.354	455.307	355.617	203.343	OK
Lantai 1-5	4176.96	5539.73	2429.173	789.354	455.307	355.617	328.9529	OK
Lantai 6-10	3271.62	3941.35	1803.243	789.354	455.307	355.617	393.2529	OK
Lantai 11-15	2574	2819.45	1348.363	789.354	455.307	355.617	380.2337	OK
Lantai 16-20	1866.21	2017.21	970.855	789.354	455.307	355.617	295.7908	OK
Lantai 21-25	807.66	830.79	409.613	789.354	455.307	355.617	187.6392	OK
R.Mesin	342.89	417.47	190.090	789.354	455.307	355.617	78.0876	OK

- Perhitungan Tulangan Geser

a. Mengecek kontibusi beton diabaikan atau tidak

Berdasarkan SNI 2847:2013, kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila:

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa, V_{sway} , mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam lo.

$$50\% \cdot V_e > V_u$$

$$50\% \cdot 1348,363 \text{ kN} > 380,234 \text{ kN (OK)}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan gaya geser yang ditimbulkan gempa harus mewakili atau lebih dari setengah kekuatan geser perlu maksimum (**Tabel 4.48**):

Tabel 4.48 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Geser yang Ditimbulkan Gempa

Letak	Ve	Vu	0,5 x Ve	Ket
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
BS 1-3	2849.733	203.343	1424.866	OK
Lantai 1-5	2429.173	328.9529	1214.586	OK
Lantai 6-10	1803.243	393.2529	901.6213	OK
Lantai 11-15	1348.363	380.2337	674.1813	OK
Lantai 16-20	970.855	295.7908	485.4275	OK
Lantai 21-25	409.613	187.6392	204.8063	OK
R.Mesin	190.090	78.0876	95.045	OK

- Gaya tekan aksial terfaktor, $P_u = 7436,1966$ kN harus kurang dari $\frac{A_g \times f'_c}{20} = \frac{700 \times 900 \times 40}{20} = 1260$ kN < P_u (Diperhitungkan)

Berikut merupakan rekapitulasi syarat kontribusi beton diabaikan atau tidak (**Tabel 4.49**):

Tabel 4.49 Rekapitulasi Kontrol Syarat Kontribusi Beton

Letak	Pu	Ag.fc'/20	Ket
	(kN)	(kN)	
BS 1-3	18104.893	2280	NOT OK
Lantai 1-5	15758.989	2090	NOT OK
Lantai 6-10	11171.4622	1650	NOT OK
Lantai 11-15	7436.197	1260	NOT OK
Lantai 16-20	4481.063	825	NOT OK
Lantai 21-25	2111.163	440	NOT OK
R.Mesin	117.612	320	OK

- b. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.2 perhitungan kuat geser beton bila ikut berkontribusi menahan geser, yaitu:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{7436196,6}{14 \times 700 \times 900} \right) \cdot 1 \sqrt{40} \cdot 700 \cdot \left(900 - 40 - 16 - \frac{22}{2} \right) \\
 &= 1155506,296 \text{ N} = 1155,506 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- c. Menghitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. Besarnya nilai V_s

dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang 4 D16 -100 dengan perhitungan sebagai berikut:

$$A_v = 4 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$S = 100 \text{ mm}$$

$$d = 900 - 40 - 16 - \frac{22}{2} = 833 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} = \frac{804 \times 400 \times 833}{100} = 2679,753 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \Phi(V_c + V_s) &= 0,75(1155,506 + 2679,753) \\ &= 2876,445 \text{ kN} > 1348,363 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Berikut merupakan rekapitulasi kontrol tulangan transversal penahan geser (**Tabel 4.50**):

Tabel 4.50 Rekapitulasi Kontrol Tulangan Transversal Penahan Geser

Letak	Vc (kN)	Vs (kN)	$\Phi(V_c+V_s)$ (kN)	Ve (kN)	Ket.
BS 1-3	2470.055	3644.850664	4586.179	2849.733	OK
Lantai 1-5	2191.668	3323.151576	4136.115	2429.173	OK
Lantai 6-10	1638.682	3323.151576	3721.375	1803.243	OK
Lantai 11-15	1155.506	2679.753401	2876.445	1348.363	OK
Lantai 16-20	717.284	2197.204769	2185.866	970.855	OK
Lantai 21-25	353.368	784.1415263	853.1323	409.613	OK

d. Berdasarkan SNI 2847:2013 spasi minimum untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o pada masing-masing ujung kolom) sebagai berikut:

- 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil
6 x 22 mm = 132 mm
- 150 mm

Jadi sengkang diluar daerah plastis adalah 4 D16-100 mm.

4.5.3.4 Sambungan Lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah 1,3 l_d (SNI 2847:2013

pasal 12.15.1). Besarnya l_d ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.3 dengan menggunakan nilai $K_r = 0$ untuk penyederhanaan desain.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f'c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\frac{C_b + K_{tr}}{db}} \right) \cdot db \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 12.2.4})$$

Dimana:

$\Psi_t = 1$ (situasi lainnya)

$\Psi_e = 1$ (tulangan tanpa pelapis)

$\Psi_s = 1$ (tulangan $\geq D22$)

$\lambda = 1$ (beton biasa)

$d = 22 \text{ mm}$

nilai c_b merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:

$$c_1 = 40 + 16 + \frac{22}{2} = 67 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{800 - 2 \times (40 + 16) - (22 \times 6)}{6 - 1} = 91,2 \text{ mm}$$

maka $c_b = c_{\min} = 67 \text{ mm}$

$$l_d = \left(\frac{400}{1,1 \times 1 \times \sqrt{40}} \frac{1.1.1}{\frac{67+0}{22}} \right) = 415,344 \text{ mm}$$

$$1,3 l_d = 1,3 \times 415,344 \text{ mm} = 539,947 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 600 mm

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan sambungan lewatan (**Tabel 4.51**):

Tabel 4.51 Rekapitulasi Perhitungan Sambungan Lewatan

Letak	C1 (mm)	C2 (mm)	C.pakai (mm)	l_d (mm)	$1,3 \times l_d$ (mm)	l_d .pakai (mm)
BS 1-3	67	114	67	415.3439	539.94711	600
Lantai 1-5	67	141.2	67	415.3439	539.94711	600
Lantai 6-10	67	101.2	67	415.3439	539.94711	600
Lantai 11-15	67	91.2	67	415.3439	539.94711	600
Lantai 16-20	67	61.2	61.2	454.7066	591.11857	600
Lantai 21-25	62.5	36	36	576.5567	749.52369	800
R.Mesin	62.5	36	36	576.5567	749.52369	800

4.5.3.5 Hubungan Balok-Kolom

- Hubungan Balok-Kolom Tengah

a. Mengecek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$h = 900 \text{ mm}$$

$$20 \times db = 20 \times 22 \text{ mm} = 440 \text{ mm} < 700 \text{ mm (OK)}$$

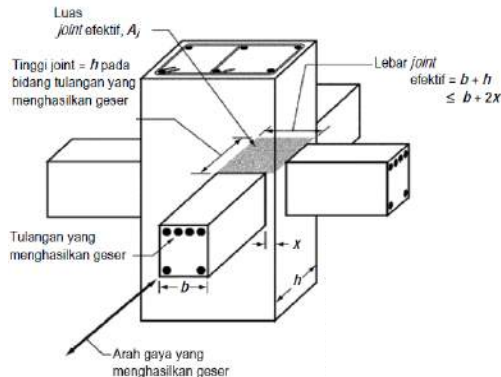
Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan syarat panjang joint (Tabel 4.52):

Tabel 4.52 Rekapitulasi Perhitungan Syarat Panjang Joint

Jenis Kolom			db	20.db	Ket.
Letak	Dimensi (mm)		(mm)	(mm)	
BS 1-3	950	1200	22	440	OK
Lantai 1-5	950	1100	22	440	OK
Lantai 6-10	750	1100	22	440	OK
Lantai 11-15	700	900	22	440	OK
Lantai 16-20	550	750	22	440	OK
Lantai 21-25	400	550	19	380	OK
R.Mesin	400	400	19	380	OK

b. Menentukan luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, A_j merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif



Gambar 4.42 Luas Joint Efektif

$$b = 350 \text{ mm}$$

$$h = 900 \text{ mm}$$

$$x = \frac{(900-350)}{2} = 275 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi joint} = 500 \text{ mm}$$

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari (**Gambar 4.42**):

$$b + h = 350 + 900 = 1050 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 350 + 2(275) = 900 \text{ mm}$$

$$A_j = \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint} = 900 \text{ mm} \times 900 \text{ mm} \\ = 810000 \text{ mm}^2$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan luas efektif pada joint (A_j) (**Tabel 4.53**):

Tabel 4.53 Rekapitulasi Perhitungan Luas Efektif Joint (A_j)

Letak	b.balok (mm)	h.kolom (mm)	x (mm)	b + 2x (mm)	A_j (mm ²)
BS 1-3	350	1200	425	1200	1440000
Lantai 1-5	350	1100	375	1100	1210000
Lantai 6-10	350	1100	375	1100	1210000
Lantai 11-15	350	900	275	900	810000
Lantai 16-20	350	750	200	750	562500
Lantai 21-25	350	550	100	550	302500
R.Mesin	350	400	25	400	160000

c. Hitung tulangan transversal untuk confinement

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasia vertical tulangan confinement ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,5 \frac{A_{sh}}{S} = 0,5 \frac{804}{100} = 4,02 \text{ mm}$$

Digunakan 4D16

$$A_{sh} = 804,248 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{804,248}{4,02} = 200 \text{ mm}$$

Jadi digunakan 4D16-100 mm

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan tulangan transversal untuk confinement (**Tabel 4.54**):

Tabel 4.54 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Transversal untuk Confinement

Letak	Ash	S	0,5Ash/S	Ash lap	S	S.pakai
	(mm ²)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm)
BS 1-3	1206.372	100	6.03185789	1206.371579	200	100
Lantai 1-5	1206.372	100	6.03185789	1206.371579	200	100
Lantai 6-10	1206.372	100	6.03185789	1206.371579	200	100
Lantai 11-15	804.248	100	4.0212386	804.2477193	200	100
Lantai 16-20	804.248	100	4.0212386	804.2477193	200	100
Lantai 21-25	603.186	100	3.01592895	603.1857895	200	100
R.Mesin	603.186	100	3.01592895	603.1857895	200	100

d. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung Mg

Balok yang memasuki joint memiliki $M_{prb1} = 455,307$ kN.m dan $M_{prb2} = 789,354$ kN.m. Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$M_e = 0,5 (M_{prb1} + M_{prb2}) = 0,5 (455,307 + 789,354) = 622,33 \text{ kN.m}$$

- Menghitung geser pada kolom atas

$$V_{sway} = \frac{M_e + M_e}{l_u} = \frac{622,33 + 622,33}{3,5} = 355,617 \text{ kN}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1, hitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal. Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25 f_y$.

1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri

$$A_s \text{ balok kiri } 9D25 = 4417,865 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = A_s \times 1,25 f_y = 4417,865 \times 1,25 (400) = 2208932,335 \text{ N} = 2208,932 \text{ kN}$$

2. Gaya tarik pada tulangan balok di bagian kanan

$$A_s \text{ balok kanan } 8D25 = 3926,991 \text{ mm}^2$$

$$T_2 = A_s \times 1,25 f_y = 3926,991 \times 1,25 (400) = 1963495,408 \text{ N} = 1963,495 \text{ kN}$$

- Menghitung gaya geser pada joint

$$\begin{aligned}
 V_j &= (T_1 + T_2) - V_{\text{sway}} \\
 &= (2208,932 + 1963,495) - 355,617 \\
 &= 3816,81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Cek kuat geser joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, untuk menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 V_n &= 1,7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_j = 1,7 \cdot \sqrt{40} \cdot 810000 \\
 &= 8708,9126 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 fV_n &= 0,75 \times 8708,9126 \text{ kN} \\
 &= 6531,68 \text{ kN} > V_j = 3816,81 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan cek kuat geser joint (**Tabel 4.55**):

Tabel 4.55 Rekapitulasi Perhitungan Cek Kuat Geser Joint

Letak	V _j	V _n	Ket.
	(kN)	(kN)	
BS 1-3	3816.810	11611.88357	OK
Lantai 1-5	3816.810	9757.20772	OK
Lantai 6-10	3816.810	9757.20772	OK
Lantai 11-15	3816.810	6531.684507	OK
Lantai 16-20	3816.810	4535.892019	OK
Lantai 21-25	3816.810	4535.892019	OK
R.Mesin	3816.810	4535.892019	OK

- Hubungan Balok-Kolom Tepi

a. Mengecek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

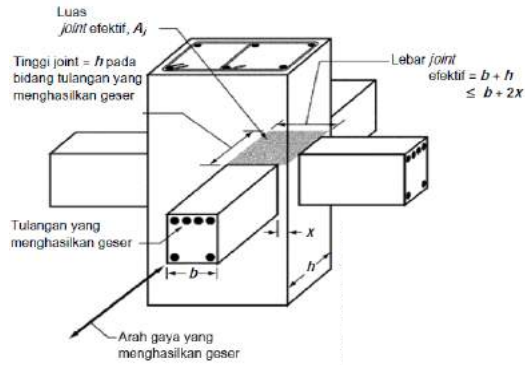
$$b = 700 \text{ mm}$$

$$h = 900 \text{ mm}$$

$$20 \times d_b = 20 \times 22 \text{ mm} = 440 \text{ mm} < 700 \text{ mm (OK)}$$

b. Menentukan luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, A_j merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif (**Gambar 4.43**):



Gambar 4.43 Luas Joint Efektif

$$b = 350 \text{ mm}$$

$$h = 900 \text{ mm}$$

$$x = \frac{(900-350)}{2} = 275 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi joint} = 500 \text{ mm}$$

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari:

$$b + h = 350 + 900 = 1050 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 350 + 2(275) = 900 \text{ mm}$$

$$A_j = \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint} = 900 \text{ mm} \times 900 \text{ mm} \\ = 810000 \text{ mm}^2$$

c. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung M_g

Balok yang memasuki joint memiliki $M_{prb1} = 455,307 \text{ kN.m}$ dan $M_{prb2} = 789,354 \text{ kN.m}$. Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$M_e = 0,5 (M_{prb2}) = 0,5 (789,354) = 394,677 \text{ kN.m}$$

- Menghitung geser pada kolom atas

$$V_{\text{sway}} = \frac{M_e + M_e}{l_u} = \frac{394,677 + 394,677}{3,5} = 225,529 \text{ kN}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1, hitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal. Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 fy.

3. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri

$$A_s \text{ balok kiri } 9D25 = 4417,865 \text{ mm}^2$$

$$T_1 = A_s \times 1,25f_y = 4417,865 \times 1,25 (400) \\ = 2208932,335 \text{ N} = 2208,932 \text{ kN}$$

- Menghitung gaya geser pada joint

$$V_j = (T_1) - V_{\text{sway}} \\ = (2208,932) - 355,617 \\ = 1983,403 \text{ kN}$$

d. Cek kuat geser joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, untuk menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

$$V_n = 1,2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j = 1,2 \cdot \sqrt{40} \cdot 810000 \\ = 6147,467 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 6147,467 \text{ kN} \\ = 4610,601 \text{ kN} > V_j = 1983,403 \text{ kN (OK)}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan cek kuat geser joint (**Tabel 4.56**):

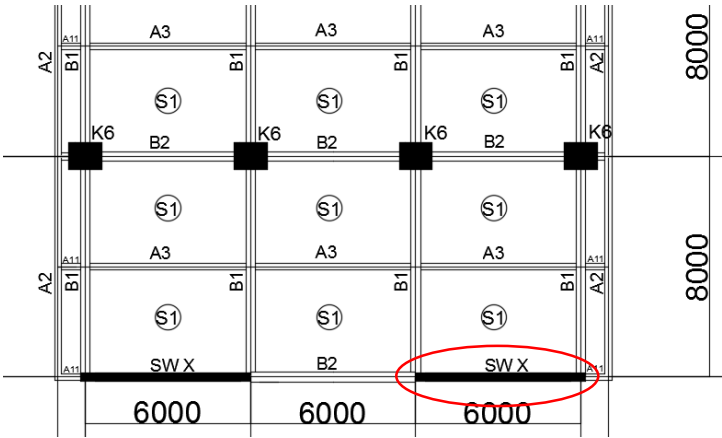
Tabel 4.56 Rekapitulasi Perhitungan Cek Kuat Geser Joint

Letak	Vj	Vn	Ket.
	(kN)	(kN)	
BS 1-3	1983.403	8196.623695	OK
Lantai 1-5	1983.403	6887.440744	OK
Lantai 6-10	1983.403	6887.440744	OK
Lantai 11-15	1983.403	4610.600829	OK
Lantai 16-20	1983.403	3201.806131	OK
Lantai 21-25	1983.403	3201.806131	OK
R.Mesin	1983.403	3201.806131	OK

4.5.4 Perencanaan *Shearwall*

4.5.4.1 Data Perencanaan

- Tinggi Dinding (h_w) = 4000 mm
- Tebal dinding (h) = 300 mm
- Panjang dinding (l_w) = 6000 mm
- Mutu beton (f'_c) = 40 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- D tulangan longitudinal = 25 mm
- D tulangan transversal = 16 mm



Gambar 4.44 Lokasi Dinding Geser

Gambar 4.44 menunjukkan lokasi dinding geser yang akan ditinjau untuk cara perhitungan, dinding geser tersebut memiliki gaya dalam seperti pada Tabel 4.57.

Tabel 4.57 Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding Geser

Kombinasi Beban	Lokasi	P	Momen	Geser
		(kN)	(kNm)	(kN)
1.4 D	Atas	-15004.7	-356.7114	236.5542
	Bawah	-15212.1	589.5055	236.5542
1.2 D + 1.6 L	Atas	-13613.8	-219.5735	201.2121
	Bawah	-13855.7	585.2748	201.2121
1.2 D + 1 Rspy + 0.1216 D + L	Atas	-13230.4	18008.3766	1263.518

	Bawah	-13458.7	22912.8303	1263.518
1.2 D - 1 R _{Sp} y + 0.1216 D + L	Atas	-16642.2	-18633.5633	-803.521
	Bawah	-16870.6	-21698.0297	-803.521
1.2 D - 1 R _{Sp} x + 0.1216 D + L	Atas	-11206.6	32878.1991	1946.398
	Bawah	-11435	40399.4237	1946.398
1.2 D + 1 R _{Sp} x + 0.1216 D + L	Atas	-18665.9	-33503.3858	-1486.4
	Bawah	-18894.3	-39184.6231	-1486.4
0.9 D - 1 R _{Sp} y - 0.1216 D	Atas	-5863.35	18198.8871	1145.394
	Bawah	-5997.85	22630.8428	1145.394
0.9 D + 1 R _{Sp} y - 0.1216 D	Atas	-9275.18	-18443.0528	-921.646
	Bawah	-9409.69	-21980.0172	-921.646
0.9 D + 1 R _{Sp} x - 0.1216 D	Atas	-3839.59	33068.7096	1828.273
	Bawah	-3974.1	40117.4362	1828.273
0.9 D - 1 R _{Sp} x - 0.1216 D	Atas	-11298.9	-33312.8753	-1604.53
	Bawah	-11433.4	-39466.6106	-1604.53

4.5.4.2 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2 kapasitas beban aksial *shearwall* tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur, sehingga:

$$\Phi \times P_{nv} = 0,55 \times \Phi \times f'_c \times A_g \times \left(1 - \left(\frac{k \times l_c}{32 \times h}\right)^2\right)$$

Dimana: nilai $k = 0,8$ (untuk dinding yang ditahan pada bagian puncak dan dasarnya terhadap translasi lateral dan dikekang terhadap rotasi pada kedua ujungnya, maka diperoleh:

$$\begin{aligned}\Phi \times P_{nv} &= 0,55 \times 0,75 \times 40 \times 1800000 \times \left(1 - \left(\frac{0,8 \times 4000}{32 \times 300}\right)^2\right) \\ &= 26400 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$P_{u_{\max}} = 18894,32 \text{ kN} < 26400 \text{ kN (OK)}$$

4.5.4.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Untuk semua segmen *shearwall* harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4, dimana nilai V_{nx} tidak boleh lebih besar dari $0,66.A_{cv}.\sqrt{f'_c}$.

$$\text{Dimana nilai } V_{nx} = \frac{V_{u1}}{\phi} = \frac{1946,398}{0,75} = 2595,197 \text{ kN}$$

$$A_{cv} = l_w \times t = 6 \times 0,3 = 1,8 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}0,66.A_{cv}.\sqrt{f'_c} &= 0,66.1800000.\sqrt{40} \\ &= 7513572 \text{ N} = 7513,572 \text{ kN} > 2595,197 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$

4.5.4.4 Perhitungan Jumlah Lapis Tulangan yang Dibutuhkan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2 bila V_u melebihi $0,17 \cdot \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$ harus menggunakan 2 tirai tulangan.

$$A_{cv} = l_w \times t = 6 \times 0,3 = 1,8 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} V_u &\geq 0,17 \cdot \lambda \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} \\ &= 0,17 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot \sqrt{40} \\ &= 1935,314 \text{ kN} > V_u = 1946,398 \text{ kN (2 Tirai)} \end{aligned}$$

4.5.4.5 Perhitungan Kuat Geser yang Disumbangkan Beton

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.9.6, untuk menentukan kuat geser beton (V_c) diambil yang lebih kecil diantara persamaan berikut:

$$d = 0,8 \times l_w = 0,8 \times 6000 = 4800 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,27 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times h \times d + \frac{P_u \times d}{4 \times l_w} \\ &= 0,27 \times 1 \times \sqrt{40} \times 300 \times 4800 + \frac{18894320 \times 4800}{4 \times 6000} \\ &= 6237851,249 \text{ N} = 6237,851 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= \left(0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 0,2 \cdot \frac{P_u}{l_w \cdot h} \right)}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{l_w}{2}} \right) \times h \times d \\ &= \left(0,05 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} + \frac{6750 \left(0,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} + 0,2 \cdot \frac{18894320}{6000 \cdot 300} \right)}{\frac{40399423700}{1946398} - \frac{6000}{2}} \right) \times 300 \times 4800 \\ &= 5882975,271 \text{ N} = 5882,975 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka V_c dipakai = 5882,975 kN

4.5.4.6 Perhitungan Tulangan Transversal dan Longitudinal

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.3 spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi dari poin berikut:

- $\frac{l_w}{5} = \frac{6000}{5} = 1200 \text{ mm}$
- $3 \times h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$
- 450 mm

a. Menghitung tulangan transversal untuk menahan geser

$$V_s = \frac{V_{ux}}{\phi} - V_c = \frac{1946,398}{0,75} - 5882,975 = -3287,78 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan transversal 2 D16 dengan $s = 100$ mm

$$A_{vt} = 402,124 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{vt} \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{402,124 \cdot 400 \cdot 4800}{100} = 7720,778 \text{ kN}$$

Kontrol rasio tulangan minimum:

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{402,124}{300 \times 100} = 0,0134 > 0,0025 \text{ (OK)}$$

- b. Menghitung tulangan longitudinal untuk menahan geser

$$\rho_n = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 + \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0,0025)$$

$$= 0,0025 + 0,5 \left(2,5 + \frac{4000}{6000} \right) (0,0134 - 0,0025)$$

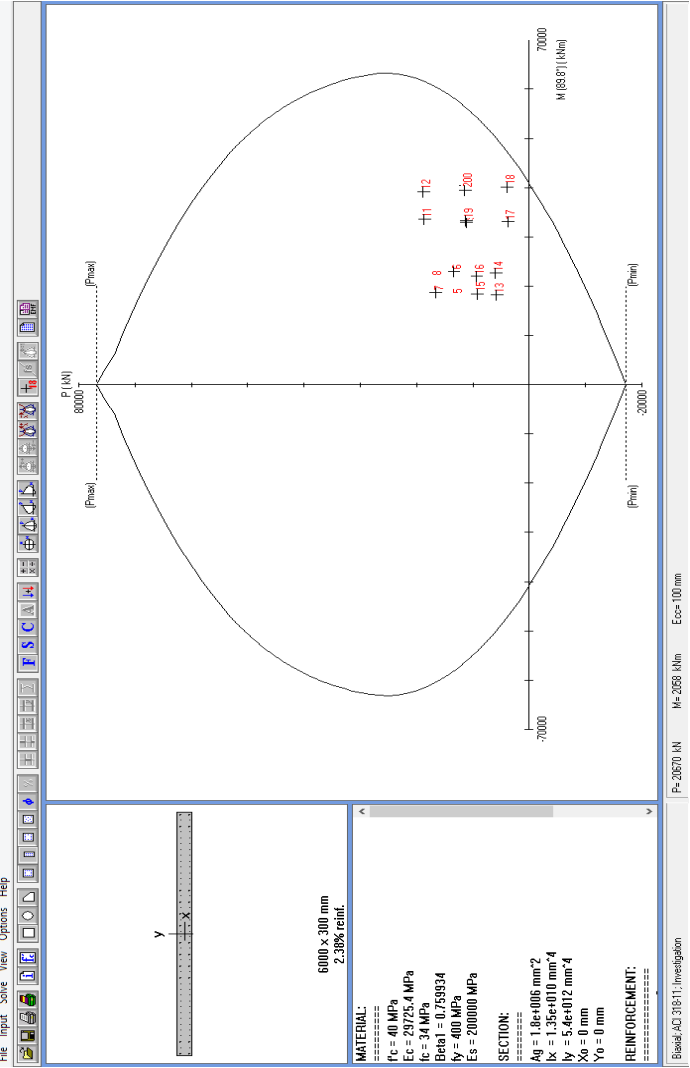
$$= 0,0197$$

$$A_v = \rho_n \cdot h \cdot s_l = 0,0197 \times 300 \times 150 = 889,4192 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan longitudinal menggunakan D25-150

$$(A_{vl} = 981,748 \text{ mm}^2)$$

- c. Kontrol tulangan penahan kombinasi aksial dan lentur dapat dilihat pada **Gambar 4.45**



Gambar 4.45 Diagram Interaksi P-M pada Shearwall

4.5.4.7 Kuat Geser Nominal Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1 α_c adalah 0,25 jika $\frac{h_w}{l_w}$

$\leq 1,5$ dan 1 α_c adalah 0,17 jika $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$.

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{113,5}{6} = 18,91 > 2 \quad (\alpha_c = 0,17)$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= A_{cv} \cdot (\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_t \cdot f_y) \\ &= 0,55 \times 1800000 \times (0,17 \sqrt{40} + 0,0134 \cdot 400) \\ &= 6372458 \text{ N} > 6372,458 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$

4.5.4.8 Kontrol dan Desain Element Pembatas

1. Cek apakah dibutuhkan elemen pembatas khusus

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2, penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (*Displacement Method*) dimana element pembatas diperlukan apabila:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}, \text{ dan } \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right) \text{ tidak boleh diambil kurang dari } 0,007.$$

Nilai δ_u adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

Dari hasil analisa dengan menggunakan ETABS didapatkan nilai δ_u yaitu sebesar 344 mm, sehingga:

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{344}{113500} = 0,003, \quad \frac{\delta_u}{h_w} < 0,007, \text{ maka digunakan } 0,007$$

$$\frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{6000}{600 \left(\frac{344}{113500} \right)} = 1428,571 \text{ mm}$$

Dari output SpColumn didapatkan nilai c sebesar 1732 mm

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}, \quad 1732 \text{ mm} > 1428,571 \text{ mm (Butuh Elemen$$

Pembatas).

2. Menentukan Panjang Elemen Pembatas

Dari perhitungan kontrol diatas, panel tersebut harus diberi boundary element. Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4,

boundary element harus dipasang horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari $(c - 0,1.lw)$ dan $\frac{c}{2}$.

- $(c - 0,1.lw) = (1732 - 0,1.6000) = 1132 \text{ mm}$
- $\frac{c}{2} = \frac{1732}{2} = 866 \text{ mm}$

Digunakan jarak element pembatas $> 1132 \text{ mm} = 1200 \text{ mm}$

4.6 Perencanaan Pondasi

4.6.1 Umum

Pondasi adalah suatu struktur bangunan bawah yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.

Pondasi yang digunakan pada gedung Denpasar Icon direncanakan memakai pondasi tiang pancang berdasarkan brosur yang ada, dengan kedalaman tiang direncanakan 30 meter. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter : 800 mm
- Tebal : 120 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 415 ton
- Bending Momen Crack : 40,7 ton.m
- Bending Momen Ultimate : 63,6 ton.m

Pada perhitungan pondasi Gedung Denpasar Icon dibagi menjadi beberapa tipe poer, diantaranya poer untuk titik kolom, shearwall dan penggabungan pile antara kolom dan shearwall yang dikarenakan jaraknya terlalu dekat. Untuk contoh perhitungan digunakan pile pada titik shearwall (Tipe 1)

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakkan (dalam hal ini, nilai beban yang dimasukkan bukanlah beban ultimate, tetapi beban awal sebelum ditambah faktor beban)

Pu : 5394261 kg

M_x : 8243,17 kg
 M_y : 29952,5 kg
 H_x : 291194,2 kg
 H_y : 12997,01 kg

4.6.2 Daya Dukung Tiang Pancang

Data yang diperoleh dan yang digunakan dalam merencanakan pondasi adalah data tanah berdasarkan hasil Standard Penetration Test (SPT). Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Perhitungan daya dukung tanah memakai metode Luciano Decourt (1982)

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

Dimana :

Q_L = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = resistance ultimate di dasar tiang

Q_S = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_P = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$$

$$Q_S = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$$

Dimana :

N_p = harga rata-rata SPT pada 4D pondasi di bawah dan di atasnya.

K = koefisien karakteristik tanah

A_p = luas penampang dasar tiang

N_s = rata-rata SPT sepanjang tiang tertanam, dengan batasan

$$3 \leq N \leq 50$$

A_s = luas selimut tiang

$$N_p = \frac{35+50}{2} = 42,5$$

$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 0,8^2 = 0,503 \text{ m}^2$$

$K = 23 \text{ t/m}^2$ (untuk tanah dominan lempung - berpasir)

$$Q_P = N_P \times K \times A_P = 42,5 \times 23 \times 0,503 = 491,345 \text{ ton}$$

$$N_s = \frac{7+14+18+23+35+50}{6} = 24,5$$

$$A_s = H \times \pi \times D^2 = 30 \times \pi \times 0,8 = 75,398 \text{ m}^2$$

$$Q_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s = \left(\frac{24,5}{3} + 1 \right) \times 75,398 = 691,15 \text{ ton}$$

$$Q_L = Q_P + Q_s = 491,345 + 691,15 = 1182,495 \text{ ton}$$

$$Q_U = \frac{Q_L}{SF} = \frac{1182,495}{3} = 394,165 \text{ ton}$$

Rencana jumlah tiang pancang

$$n = \frac{P_n}{P_u} = \frac{5394,261}{394,165} = 13,68 \approx 14 \text{ buah.}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan jumlah kebutuhan tiang pancang sesuai kombinasi yang terjadi, **Tabel 4.58**

Tabel 4.58 Rekapitulasi Kebutuhan Tiang Pancang

Kombinasi Beban	Hx (kN)	Hy (kN)	P (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	1 tiang (ton)	Kebutuhan Tiang (buah)
D	9.791	58.927	19822	81.18	0.9255	394.1652	6
D+L	12.4075	82.1763	24029	113.1	1.0188	394.1652	7
D+Rspy+L	1718.986	131.2144	40987	106.4	176.919	394.1652	11
D-Rspy+L	1743.801	33.1388	7072	332.6	178.956	394.1652	2
D+Rspix+L	2911.942	129.9701	53943	82.43	299.525	394.1652	14
D-Rspix+L	2936.757	34.3826	5884	308.7	301.563	394.1652	2

4.6.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 800 mm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

Untuk jarak antar tiang pancang :

$$S \geq (3 D = 3 \times 800 = 2400 \text{ mm})$$

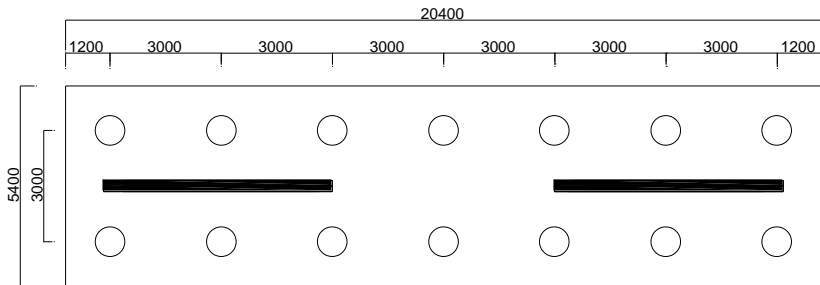
Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$1,5 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1200 \leq S_1 \leq 1600$$

Dipakai : jarak antar tiang pancang (S) = 3000 mm

jarak tepi tiang pancang (S₁) = 1200 mm



Gambar 4.46 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang *Shearwall*

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana :

m = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

d = Diameter sebuah tiang pondasi

s = Jarak as ke as tiang dalam grup

Efisiensi :

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{800}{3000}\right)}{90} \cdot \left(2 - \frac{1}{7} - \frac{1}{2}\right) = 0,615$$

$$Q_L (\text{group}) = 1182,495 \times 14 \times 0,615 = 10174608 \text{ kg} \\ = 10174,608 \text{ kg}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok

$$\begin{aligned} \text{a. Reaksi kolom} &= 5394261 \text{ kg} \\ \text{b. Berat Pile Cap} &= 5,4 \times 20,4 \times 1,5 \times 2400 = \underline{396576 \text{ kg}} + \\ \text{Berat total} &= 5790837 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Q_L (\text{group}) = 10174608 \text{ kg} > P = 5790837 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

4.6.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{\max})

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{\max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{\text{ijin}} (1 \text{ tiang})$$

Kontrol dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang dengan nilai P ijin (D80) = 394,165 ton. Sebagai contoh perhitungan adalah pondasi tipe 1 dengan gaya akibat kombinasi pembebanan 1D + 1L + 1Rspk sebesar:

$$P_{\max} = \frac{5394261}{14} + \frac{29952500.9000}{5184000000} + \frac{8243170.1500}{110250000}$$

$$385,46 \text{ ton} \leq 394,165 \text{ ton} \dots \text{(OK)}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol beban maksimum 1 tiang pancang sesuai kombinasi yang terjadi, **Tabel 4.59**

Tabel 4.59 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum

Kombinasi Beban	P (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V/n	$\frac{M_y \cdot X_{max}}{\sum X^2}$	$\frac{M_x \cdot Y_{max}}{\sum Y^2}$	P.max	P.ijin	Ket.
D	19821.61	81.18	0.926	141583	0.161	110.445	141.694	394.165	OK
D+L	24029.4	113.1	1.019	171639	0.177	153.940	171.793	394.165	OK
D+Rspy+L	40987.3	106.4	176.9	292766	30.715	144.697	292.942	394.165	OK
D-Rspy+L	7071.501	332.6	179	50510.7	31.069	452.577	50.994	394.165	OK
D+Rsp _x +L	53942.61	82.43	299.5	385304	52.001	112.152	385.469	394.165	OK
D-Rsp _x +L	5883.813	308.7	301.6	42027.2	52.355	420.032	42.500	394.165	OK

4.6.5 Kontrol Kekuatan Tiang

Direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 800 mm
- Tebal : 120 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 415 ton
- Bending Momen crack : 40,7 ton m
- Bending Momen ultimate : 63,6 ton m

• Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 80 cm kelas A1 pada brosur, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 415 ton.

$$P_{\max} = 385,468 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 415 \text{ ton} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

• Kontrol terhadap Gaya Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku “Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)” :

$$M_{\max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9C_u d}$$

Dimana:

H = Lateral Load

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

d = diameter pondasi

dari lampiran data tanah di ketahui $C_u = 0,95 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9C_u d} = \frac{20799,586}{9,0,95,80} = 30,409 \text{ cm}$$

$$M = M_{\max} = (20799,586 \cdot (0 + 1,5(80) + 0,5(30,408)))/1000 \\ = 28,12 \text{ tm}$$

Untuk diameter 800 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{\text{crack}} = 40,7 \text{ tm}$.

Cek kekuatan momen tiang :

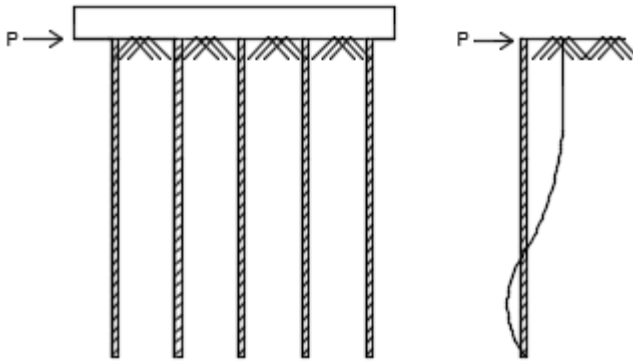
$$M_{\text{crack}} = 40,7 \text{ tm} > M = 28,12 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol terhadap gaya momen sesuai kombinasi yang terjadi, **Tabel 4.60**

Tabel 4.60 Rekapitulasi Perhitungan Kontrol Terhadap Gaya Momen

Kombinasi Beban	Hx	Hy	H	e	D	Cu	f	M.max	M.ijin	Ket
	(kg)	(kg)	(kg)		(mm)	(kg/m ²)	(cm)	(t.m)	(t.m)	
D	979.1	5892.7	420.907	0	800	0.95	0.615	0.506	40.7	OK
D+L	1240.75	8217.63	586.974	0	800	0.95	0.858	0.707	40.7	OK
D+Rspy+L	171898.6	13121.44	12278.473	0	800	0.95	17.951	15.836	40.7	OK
D-Rspy+L	174380.1	3313.88	12455.722	0	800	0.95	18.210	16.081	40.7	OK
D+Rspix+L	291194.2	12997.01	20799.586	0	800	0.95	30.409	28.122	40.7	OK
D-Rspix+L	293675.7	3438.26	20976.837	0	800	0.95	30.668	28.389	40.7	OK

- Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4.47 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

Keterangan:

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

Tipe 1

Jumlah tiang = 14

H_{\max} = 293,67 t

H_{\max} 1 tiang = 20,97 t

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

f (soil modulus of elacticity coefficient) = 0,352 kg/cm³

$$E = 297254,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (56)^4 = 482944 \text{ cm}^4$$

$$Fd = 0,9 \text{ (deflection coefficient)}$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{297254,1 \times 482944}{0.352}\right)^{\frac{1}{5}} = 209,94 \text{ cm}$$

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,9 \left(\frac{20,976 \times 209,94^3}{297254,1 \times 482944}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 1,2 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \dots \text{Ok}$$

Kontrol Momen :

$$M = Fm(PT) \leq M_{banding \text{ crack}}$$

$$Fm = 0,9$$

$$M = 0,9 (20,97 \times 2.09) \leq 40.7 \text{ tm}$$

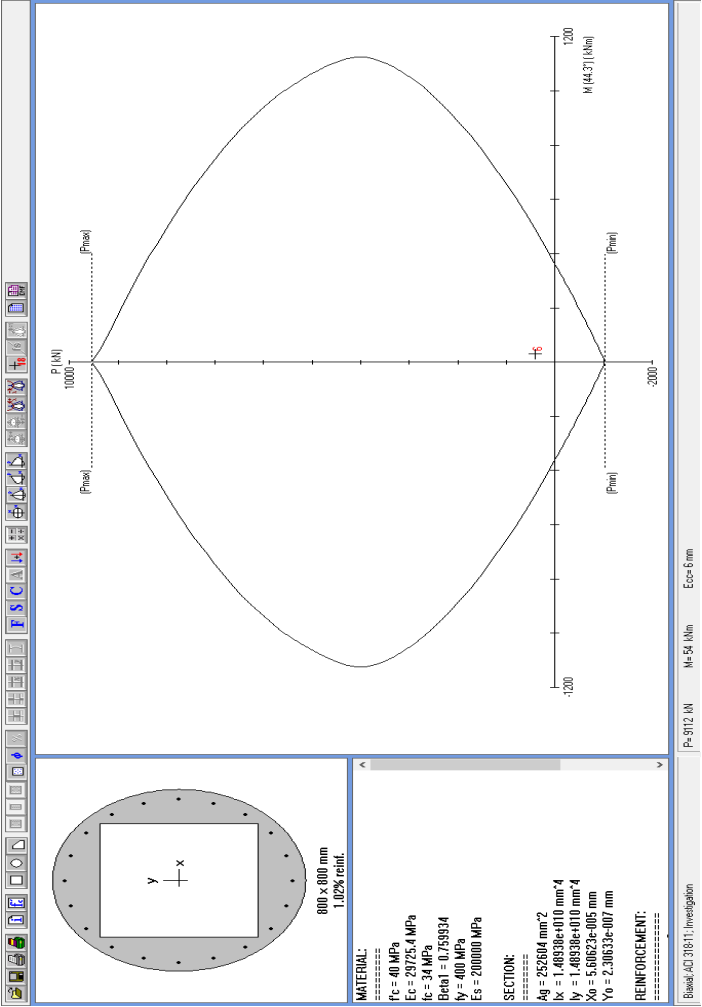
$$M = 39,63 \text{ tm} \leq 40.7 \text{ tm} \quad \text{Ok}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol gaya lateral berdasarkan kombinasi yang terjadi, **Tabel 4.61**

Tabel 4.61 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral

Tipe Pile cap	Kombinasi	H max 1 tiang	Defleksi	M max	Mu ijin	Ket.
		(ton)	(cm)	(t.m)	(t.m)	
Tipe 1	1D	0.421	0.024	0.795	40.7	OK
	1D + 1L	0.587	0.034	1.109	40.7	OK
	1D + Rspix + 1L	12.278	0.712	23.200	40.7	OK
	1D - Rspix + 1L	12.456	0.723	23.535	40.7	OK
	1D + Rspy + 1L	20.800	1.207	39.300	40.7	OK
	1D - Rspy + 1L	20.977	1.217	39.635	40.7	OK

Berikut merupakan hasil kontrol dimensi tiang pancang dengan menggunakan SpCol terhadap aksial dan momen yang terjadi:



Gambar 4.48 Diagram Interaksi P-M pada Tiang Pancang

4.6.6 Perencanaan Pile Cap

Pile Cap dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Oleh karena itu pile cap harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data perancangan pile cap :

$$P_u = 5394,261 \text{ ton}$$

$$P_{\max} (1 \text{ tiang}) = 385,468 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ tiang pancang tiap group} = 14$$

$$\text{Dimensi satu segmen shearwall} = 6000 \times 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi pile cap} = 20,4 \times 5,4 \times 1,5 \text{ m}^3$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 80 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif } (d) :$$

$$d_x = 1500 - 80 - \frac{1}{2} \times 25 = 1407,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 80 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 1382,5 \text{ mm}$$

- **Kontrol Geser Pons Pada Pile Cap**

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana V_c harus yang terkecil diantara :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi = 3,78

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

$\alpha_s = 20$ untuk kolom sudut, $\alpha_s = 30$ untuk kolom tepi, $\alpha_s = 40$ untuk kolom interior

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

Kontrol geser pons pada tiang pancang

$$\begin{aligned} b_o &= 2 (6000 + 1447,5) + 2 (300 + 1422,5) \\ &= 18340 \text{ mm} \end{aligned}$$

Batas geser pons 1

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{3,78} \right) 1\sqrt{40} \times 18340 \times 91422,5$$

$$V_c = 42899768,64 \text{ N}$$

Batas geser pons 2

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{20 \times 1422,5}{18340} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 18340 \times 1422,5$$

$$V_c = 48634162,47 \text{ N}$$

Batas geser pons 3

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{40} \times 18340 \times 1422,5$$

$$V_c = 54449706,35 \text{ N}$$

Jadi V_c yang dipakai adalah $V_c = 42899768,64 \text{ N}$

$$\phi V_c = 0,75 \times \frac{42899768,64}{10000} = 3217,483 \text{ ton}$$

Kontrol geser pons

$$P < \phi V_c$$

$$P_u = \frac{5394,261}{14} = 385,304 \text{ ton}$$

$$P_u = 385,468 \text{ ton}$$

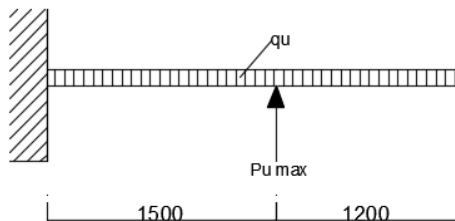
$$\text{Dipakai } P_u = 385,468 \text{ ton}$$

$$P = 385,468 \text{ ton} < \phi V_c = 3217,483 \text{ ton}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser pons.

- **Penulangan Pile Cap**

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri pile cap. Perhitungan gaya dalam pada pile cap didapat dengan teori mekanika statis tertentu (**Gambar 4.49**).



Gambar 4.49 Analisa Pile cap Sebagai Balok Kantilever

$$a = \text{jarak pile cap ke tepi kolom} = 1500 \text{ mm}$$

$$b = \text{jarak tepi tiang pancang} = 1200 \text{ mm}$$

- **Penulangan pile cap**

a. Penulangan lentur :

$$P_{\max} = 385468,51 \text{ kg} = 385,468 \text{ t}$$

$$q = 3 \times 2,40 \times 1,5 = 10,8 \text{ ton/m}$$

Momen momen yang bekerja :

$$M = (385,468 \times 1,5) - (1/2 \times 10,8 \times 2,7^2)$$

$$= 538,837 \text{ tm} = 538,837 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 1500 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 = 1447,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 40 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 1422,5 \text{ mm}$$

- **Menentukan harga β_1**

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(40-28)}{7} \times 0,05 = 0,765$$

- **Mencari ρ balance**

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f_c' \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,765 \times 40 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,038$$

- **Mencari ρ maksimum**

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,038 = 0,0292$$

$$\rho_{\max} = 0,025, \rho_{\text{pakai}} = 0,025$$

- **Mencari ρ minimum**

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \quad \text{SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1)}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,00395$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad \text{SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1)}$$

$$= \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Dipakai ρ_{\min} yang terbesar = **0,00395**

- **Menentukan harga m**

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,764$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{5388367650}{0,8 \times 3000 \times 1422,5^2} = 1,11$$

$$\rho = \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,11 \times 11,764}{400}} \right) = 0,0028$$

$$\rho_{perlu} > \rho_{min}, \text{ pakai } \rho_{perlu}$$

$$\rho_{pakai} = 0,0142$$

$$A_{sperlu} = \rho \times b \times d = 0,0028 \times 3000 \times 1422,5 \\ = 12037,082 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{sperlu}}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{12037,082}{\frac{\pi \times 25^2}{4}} = 24,52 \text{ buah} \approx 25 \text{ buah}$$

$$s = \frac{L}{n} = \frac{2700}{25} = 108 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan lentur yaitu D25 – 100

4.6.6.1 Perencanaan sloof

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban –beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, , beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi sloof : b = 300 mm

h = 400 mm

$A_g = 120000 \text{ mm}^2$

Mutu bahan : $f_c = 40 \text{ MPa}$

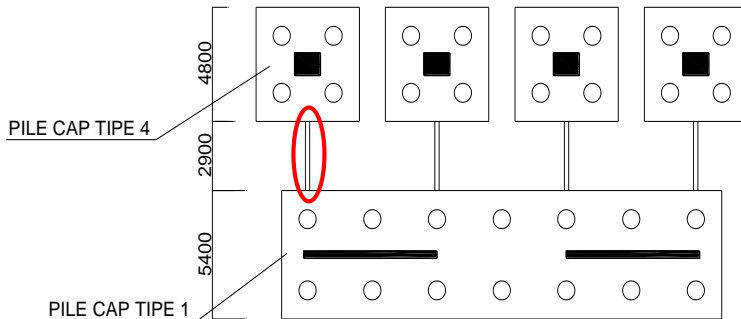
$f_y = 400 \text{ MPa}$

Selimut Beton = 40 mm

Tulangan utama = D19

Tulangan sengkang = D10

$$d = 400 - (40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19) = 340,5 \text{ mm}$$



Gambar 4.50 Sloof yang ditinjau

- **Penulangan sloof**

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom. Adapun beban sloof adalah

Berat sendiri sloof

$$q_u = 1,4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 403,2 \text{ kg/m}$$

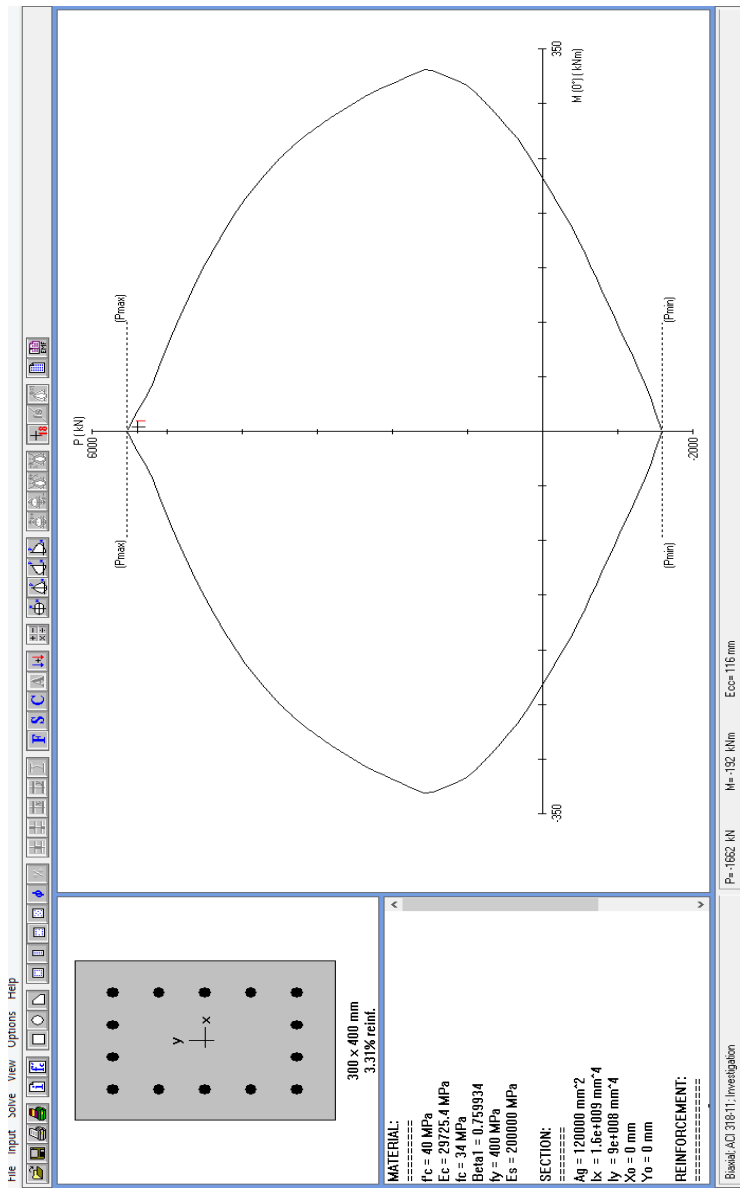
Panjang sloof = 2,9 m

$$\begin{aligned} Mu_{\text{tump}} &= 1/8 \cdot q_u \cdot L^2 \\ &= 1/8 \cdot 403,2 \cdot 2,9^2 \\ &= 423,864 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Lalu menggunakan program SPCol dengan memasukkan beban:

$$P = 10\% \times P_u = 10\% \times 53942,61 \text{ kN} = 5394,251 \text{ kN}$$

$$M = 4,23 \text{ kNm}$$



Gambar 4.51 Diagram Interaksi P-M pada Sloof

Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = \frac{1}{2} \times 403,2 \times 2,7 = 544,64 \text{ kg} = 5446,4 \text{ N}$$

$$d' = 400 - 40 - 10 - 19/2 = 340,5$$

$$V_c = \frac{b_w \times d \times \sqrt{f'c}}{6} = \frac{300 \times 0,5 \times \sqrt{40}}{6} = 107675,5543 \text{ N}$$

$\emptyset V_c > V_u$ (tidak perlu tulangan Geser)

Jadi dipasang tulangan geser min

$$S_{maks} = d/2 \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$d/2 = 340,5/2 = 170,25 \text{ mm}$$

$$A_{v_{min}} = \frac{b_w \times s}{3f_y} = \frac{300 \times 170,25}{3(400)} = 42,56 \text{ mm}$$

Dipasang Sengkang 2D10 – 150 mm

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Gedung Denpasar Icon dengan Sistem Pratekan pada Lantai 20 sebagai *Ballroom* ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut:

1. Perencanaan Gedung Denpasar Icon di daerah Denpasar memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut:

Struktur Sekunder:

- Balok anak : 25/40 cm
- Balok lift : 40/60 cm
- Balok bordes : 30/40 cm
- Tebal pelat : 120 mm
- Tebal pelat basement : 120 mm
- Dinding geser:
 - Arah x : 300 mm
 - Arah y : 350 mm

Struktur Utama:

- Balok induk : 35/50 cm
- Balok prategang : 50/70 cm
- Kolom:
 - Lantai B.S 1-3 : 950 x 1200 mm
 - Lantai 1-5 : 950 x 1100 mm
 - Lantai 6-10 : 750 x 1100 mm
 - Lantai 11-15 : 700 x 900 mm
 - Lantai 16-20 : 550 x 750 mm
 - Lantai 21-25 : 400 x 550 mm
 - Ruang Mesin : 400 x 400 mm
- Pondasi:
 - Type 1 : 5,4 x 20,4 x 1,5 m
 - Type 2 : 11,4 x 16,8 x 1,5 m
 - Type 3 : 14,4 x 21,6 x 1,5 m

- Type 4 : 4,8 x 4,8 x 1,5

- Tiang pancang:
 - Type 1 : 14 tiang pancang
 - Type 2 : 28 tiang pancang
 - Type 3 : 54 tiang pancang
 - Type 4 : 4 tiang pancang

2. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS
3. Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen kumulatif yang terjadi, maka pada saat pengecoran balok pratekan dan jacking kolom diberikan spasi terhadap beton pratekan dengan jarak 10 cm, kemudian setelah semua proses pratekan selesai, jarak tersebut digrouting sehingga penampang pratekan dan kolom menjadi monolit
4. Perencanaan dengan menggunakan system beton pratekan berdasarkan karena kebutuhan akan ruangan yang luas dan bebas kolom pada tengah bentangnya, sehingga penggunaan beton pratekan sangat tepat untuk memenuhi kebutuhan tersebut
5. Penggunaan pratekan efisien karena penampang pratekan dapat lebih ramping dari penampang beton bertulang pada umumnya, sehingga berat sendiri balok akan berkurang yang akan mempengaruhi beban gempa yang terjadi sehingga lebih kecil
6. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Gedung Denpasar Icon menggunakan analisa respon spectrum di daerah Denpasar, sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012
7. Dimensi kolom yang digunakan pada analisa struktur Gedung Denpasar Icon masih bias diperkecil agar lebih efisien
8. Perencanaan struktur beton bertulang menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan system gedung yang digunakan adalah Sistem ganda

9. Pondasi direncanakan dengan pondasi dalam sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban melalui poer
10. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan Gedung Denpasar Icon dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini diantaranya:

1. Perencanaan menggunakan beton pratekan sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya pratekan yang terjadi , disesuaikan dengan panjang dan dimensi angkur yang akan dipasang nantinya pada tumpuan
2. Perencanaan gedung yang dilakukan harus pada zona gempa yang sebenarnya agar ketepatan perhitungan dalam perencanaan lebih efisien dan efektif
3. Pada perencanaan bangunan harus dipikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaan dapat berjalan dengan baik, lancar dan sesuai dengan perencanaan
4. Pengembangan pada teknologi beton pratekan perlu dilakukan peningkatan, agar lebih mudah dalam pengerjaannya, dikarenakan penggunaan pratekan dapat membuat fungsi ruang pada gedung semakin efisien.

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR PUSTAKA

- Ables, P.W, Bardhah B.K, Turner F.H. 1976. **Prestressed Concrete Designer's Handbook** Second Edition. Inggris: Spon Press
- American Society of Civil Engineering (ASCE 7-10, 2010). **Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure**. Reston : Virginia 20191
- Badan Standarisasi Nasional **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)**. Jakarta : BSNI
- Badan Standarisasi Nasional **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013)**. Jakarta : BSNI
- Badan Standarisasi Nasional **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 1726-2012)**. Jakarta : BSNI
- Building Code Requirement for **Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary**. 2008. Farmington Hills
- F. Mark, dan Ghosh S.K. 1978. **Case Study of Effects of Post-Tensioning The Beams in 45 Storey Building**. Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- Febriyanto, V. 2010 . **Disain Ulang Struktur Gedung Rusunami Kalibata Residences dengan Penerapan Dilatasi**. Jakarta
- Guna, Adi, 2012. **Civil Sharing**, <URL:<http://civilisociety.blogspot.co.id/2012/12/beton-prategang.html>>
- Hardi, Joni. 2009. **Perencanaan Core pada Bangunan Simetris. Modul Ajar Bangunan Tinggi**. Jakarta

- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 2**. Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Murty, C.V.R, et al. 2012. Earthquake Behaviour of Buildings. **Gujarat State Disaster Management Authority**. Gujarat
- Nawy, Edward G. 2001. **Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar, Edisi Ketiga**. Jakarta : Erlangga
- Sev, Aysin & Aydan Ozgen. 2009. Space Efficiency In High-Rise Office Building. **METU Journal of the Faculty of Architecture**. Turkey
- Siregar, SA. 2010. Analisa Core Wall Dua Cell Akibat Beban Torsi Pada Bangunan Tinggi. **Tesis Program Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara**. Medan
- Sitepu, Bekro & Johannes Tarigan. 2013. Analisis Pengaruh Torsi Pada Kolom Bangunan Bertingkat Yang Tidak Simetris. **Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil USU**. Medan
- Smith, Bryan Stafford dan Coull, Alex. 1991. Tall Building Structure. **Analysis and Design**. Montreal
- Tjia, Eric Septian. 2014. Modifikasi Perencanaan Gedung Politeknik Elektro Negeri Surabaya (PENS) Sebagian Menggunakan Beton Pratekan. **Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil ITS**. Surabaya

LAMPIRAN

Lampiran 1 (Data Tanah)

DRILLING LOG

Client = PT. TLATAH GEMA ANUGERAH

Project Name = **APARTEMEN BALE HINGGIL**

Bore Hole Name = BH-1

Ground Water Level

Project Location = SEMAMPIR, SURABAYA

Type of Drilling = Rotary drilling machine

Date Start = **23 September 2012**

Date End = **27 September 2012**

Driller = P. Sampun

Remarks.

UD = Undisturb Sample

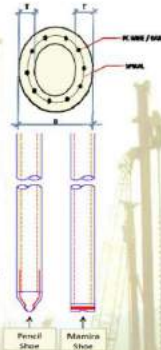
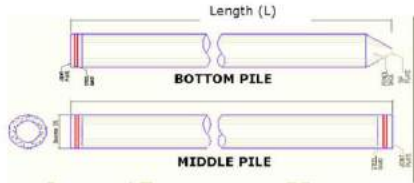
CS = Core Sample

SPT = SPT Test

[illegible]

Lampiran 2
(Brosur Tiang Pancang)

Shape and Dimension



Classification

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment (Ton.m)		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack	Ultimate	
300	60	A2	45.2	113	6 - 13	2.50	3.75	72.50
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	5.30	67.50
		C				4.00	6.00	65.40
350	65	A1	58.2	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	7.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	76.6	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	93.0	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	146.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	115.9	290	6 - 16	10.50	15.75	185.80
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.00
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	157.1	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				23.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	256.4	641	6 - 24	40.70	61.60	415.00
		A2				46.20	64.40	405.20
		A3				51.00	77.80	398.20
		B				55.70	108.20	390.80
		C				70.00	129.00	367.60
1000	140	A1	387.2	946	6 - 24	75.00	117.90	474.00
		A2				82.30	139.80	604.80
		A3				93.30	170.90	590.60
		B				105.70	199.70	576.00
		C				121.60	279.90	552.90
1200	150	A1	494.8	1237	6 - 24	120.00	180.00	802.40
		A2				136.00	195.00	794.00
		A3				145.00	217.50	778.10
		B				170.00	306.00	751.50
		C				206.00	400.00	721.10

Lampiran 3
(Brosur Lift)



Changes for the Better

Freight Elevator Series GFM-T

for a greener tomorrow



Quality
inMotion

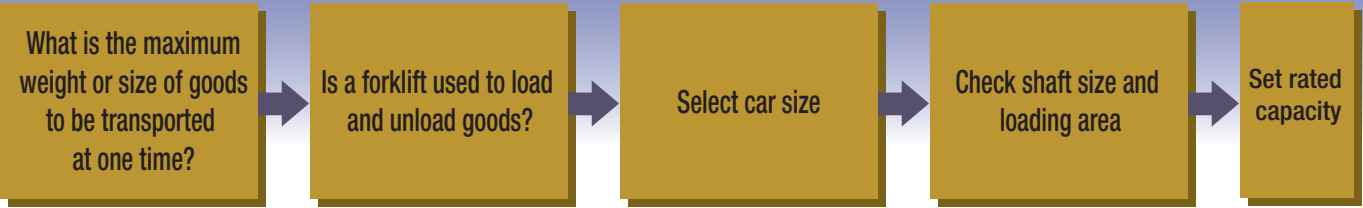


Mitsubishi Freight Elevators Can Improve Your Goods-Handling Ability



Elevator Selection

1. Rated capacity and car size



Driving system	Traction type
Machine room location	Directly over the hoistway
Rated capacity *1	750kg~6000kg
Rated speed *1	30m/min. ~60m/min.
Maximum travel	30m
Overhead, Pit depth	Refer to pages 7 to 10
Motor capacity	

*1: Combinations between capacity and speed are shown in the table on the next page.

2. Operation system

Operation system	Outline	Remarks
Single automatic for freight 1BF	Responds to individual calls. It cannot register new calls during operation.	General operation system for typical freight uses.
Selective collective 2BC	Responds in sequence to calls in the same direction. It allows both directions per call.	Applicable for handling small goods.

3. Door system

Door type		Remarks
Horizontal sliding doors	2S: 2-panel side opening	These door types have comparatively fast operation.
	3S: 3-panel side opening	
	2CO: 4-panel center opening	
Vertical sliding doors	2U: 2-panel upward opening	These door types make it easy to align same-size entrance width and car width. <i>Note: Not applicable with 2BC operation.</i>
	3U: 3-panel upward opening	

Basic Specifications

GFM-T GFM-T GFM-T
GFM-T GFM-T GFM-T GFM-T
GFM-T GFM-T GFM-T GFM-T

The following dimension is shown in Japan code.

Loading equipment and scope of application			Type	Capacity (kg)	Car interior (mm)		Door type	Entrance (mm)		Speed (m/min.)
					Width (AA)	Depth (BB)		Width (JJ)	Height (HH)	
			F-750-2S	750	1300	2300	2S	1100	2100	45/60
			F-1000-2S	1000	1700	2300	2S	1400	2100	45/60
			F-1500-2S	1500	2200	2400	2S	1700	2100	45/60
			F-2000-2S	2000	2200	2800	2S	1700	2100	45/60
			F-2500-3S	2500	2500	3000	3S	2300	2500	45/60
			F-2500-2U				2U	2500		
			F-2500-3U				3U	2500		
			F-3000-3S	3000	2500	3400	3S	2300	2500	45/60
			F-3000-2U				2U	2500		
			F-3000-3U				3U	2500		
			F-3500-3S	3500	2800	3800	3S	2400	2500	45/60
			F-3500-2U				2U	2800		
			F-3500-3U				3U	2800		
			F-4000-2CO	4000	3000	4500	2CO	2400	2500	30/45
			F-4000-2U				2U	3000		
			F-4000-3U				3U	3000		
			F-4500-2CO	4500	3200	4500	2CO	2500	3000	30/45
			F-4500-2U				2U	3200		
			F-4500-3U				3U	3200		
			F-5000-2CO	5000	3200	5000	2CO	2500	2800	30/45
			F-5000-2U				2U	3200		
			F-5000-3U				3U	3200		
			F-6000-2CO	6000	3500	5800	2CO	2700	2800	30
			F-6000-2U				2U	3500		
			F-6000-3U				3U	3500		

Note: 1. Freight elevators of less than 2500kg capacity can only be loaded by handtrucks with casters. Goods cannot be loaded by forklift.
Please consult our sales agency if you plan to use a forklift to load and unload goods with our traction-type freight elevators of 2500kg capacity or more.
2. In cases where capacity exceeds 3000kg, please consult our sales agency for details.
3. 2U, 3U door type can not be applied for EN-81-1 or GB code.

Car and Entrance Designs

Signal fixtures such as Car operating panel and Hall position indicator, etc., are shown according to operation system.
The applications vary based on the model, so please confirm when ordering.

E-102.....FC-101-2S..... Finishes and Designs 2-panel side opening



Door frame	Narrow Jamb with Painted steel sheet
Entrance Doors	Painted steel sheet
Entrance Sill	Extruded hard aluminum (Capacity of 2000kg or less) Steel plate with black paint (Over 2000kg capacity)
Hall buttons	Indicator is incorporated in Hall button unit.
Car Ceiling	Painted steel sheet
Car Walls	Painted steel sheet
Car Doors	Painted steel sheet
Flooring	Checkered steel plate with black paint
Car Sill	Same as Entrance Sill
Lighting	Fluorescent light fixtures
Car wall protectors	Stainless steel hairline (Optional)

*Signal fixtures shown above are for Single automatic operation for freight (1BF). (Standard)

E-202.....FC-101-3S..... Finishes and Designs 3-panel side opening



Door frame	Square Jamb with Painted steel sheet (Optional)
Entrance Doors	Painted steel sheet
Entrance Sill	Extruded hard aluminum (Capacity of 2000kg or less) Steel plate with black paint (Over 2000kg capacity)
Hall buttons	Indicator is incorporated in Hall button unit.
Car Ceiling	Painted steel sheet
Car Walls	Painted steel sheet
Car Doors	Painted steel sheet
Flooring	Checkered steel plate with black paint
Car Sill	Same as Entrance Sill
Lighting	Fluorescent light fixtures

*Signal fixtures shown above are for Selective collective operation (2BC). (Optional)
Note: Car operating panel is installed in Front return panel.

E-102.....FC-101-2U..... Finishes and Designs 2-panel upward opening



Door frame	Narrow Jamb with Painted steel sheet
Entrance Doors	Painted steel sheet
Entrance Sill	Checkered steel plate with black paint
Hall buttons	Indicator is incorporated in Hall button unit.
Car Ceiling	Painted steel sheet
Car Walls	Painted steel sheet
Car Doors	Expanded metal with painted finish
Flooring	Checkered steel plate with black paint
Lighting	Fluorescent light fixtures

*Signal fixtures shown above are for Single automatic operation for freight (1BF). (Standard)

Operation System

Single automatic for freight (1BF) : Standard
Selective collective (2BC) : Optional

	Signal fixtures	Functions	Remarks
Hall position indicator	Direction arrow	Shows direction during operation.	
	Position indicator	Shows position of elevator.	
	IN-USE indicator	Shows elevator is in use.	Only 1BF
	Call button	Push to register call. Invalid while IN-USE indicator is illuminated.	Only 1BF
	Up call button	Push to go up.	Only 2BC
	Down call button	Push to go down.	Only 2BC
Car operating panel	Door close button	Close doors promptly for next user.	Only 1BF
	Direction arrow	Shows direction during operation.	
	Position indicator	Shows position of elevator.	
	Intercom	Enables contact with building superintendents.	
	Alarm button	Keep pushing in times of emergency to enable the elevator operator contact with outside.	
	Emergency stop switch	When pressed during an emergency, the elevator immediately stops.	
	Car button	Press for the destination floor.	
	Door open button	Press to re-open the doors when doors are closing.	
	Door close button	Keep pressing until the car starts with doors closed.	Only 2BC
	Swing door	There are switches inside for maintenance and administrative purposes.	
	Key hole	Turn the key to the left to open swing door.	

Single automatic for freight (1BF)

PIM-J10



CBM-J31

Selective collective (2BC)

PIM-C110



CBM-C111

Specifications



●: Standard ○: Optional

Item				Descriptions	Application	
Appearance	Car	Walls and Transom Panel		Painted steel sheet	●	
				Stainless steel hairline	○	
		Doors	Panel Doors (Horizontal Sliding Doors)		Painted steel sheet	●
					Stainless steel hairline	○
			Steel Mesh Doors (Vertical Sliding Doors)		Expanded metal with painted finish	●
		Ceiling		Painted steel sheet	●	
		Lighting		Fluorescent light fixtures	●	
		Ventilation		Diffuser fan	○	
		Entrance Columns (Only Horizontal Sliding Doors)		Stainless steel hairline	●	
		Car Wall Protectors		Stainless steel hairline	○	
		Flooring		Checkered steel plate with black paint	●	
		Sill	Capacity of 2000kg or less		Extruded hard aluminum	●
			Over 2000kg Capacity		Steel plate with black paint	●
			Vertical Sliding Doors		Same unit as car flooring	●
	Entrance		Door Frame	Narrow Jamb		Painted steel sheet
				Stainless steel hairline	○	
		Splayed Jamb / Square Jamb		Painted steel sheet	○	
				Stainless steel hairline	○	
		Doors			Painted steel sheet	●
					Stainless steel hairline	○
		Sill	Capacity of 2000kg or less		Extruded hard aluminum	●
Over 2000kg Capacity			Steel plate with black paint	●		
Vertical Sliding Doors			Checkered steel plate with black paint	●		
Signals			Car Operating Panel	Faceplate		Stainless steel hairline
	Hall Position Indicator	Faceplate		Stainless steel hairline	●	
Operational Features	Safety Door Edge (SDE)			The sensitive mechanical door edge detects the operator or goods upon contact during door closing.	●	
	Ultrasonic Door Sensor (USDS) (Only Horizontal Sliding Doors)			Sound waves are used to scan a 3D area near the open doors to detect the operator or goods.	○	
	Safety Ray (SR)	Horizontal Sliding Doors	Car side	The infrared-light beam (one or two) covers the full width of the door as it opens or closes to detect the operator or goods.	○	
		Vertical Sliding Doors	Car side		○	
				Entrance side	The infrared-light beam is installed in the door frame. The feature is the same as car side.	○
	Overload Holding Stops (OLH)			The elevator buzzer rings to indicate the car is overloaded.	●	
	Automatic Door Closing (ADC) (Only 1BF)			The doors are automatically closed after a predetermined time (std. 1 min.) from full opening. The buzzer will continue to ring from 8 sec. before closure until the doors are fully closed.	○	
Extended Door-Open Button (DKO-TB) (Only 2BC)			This feature keeps the doors open for a predetermined period to facilitate loading and unloading of goods.	○		

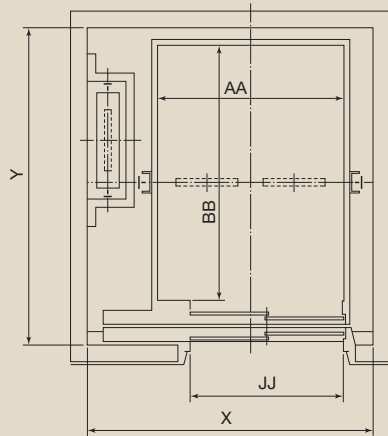
●: Standard ○: Optional

Item		Descriptions	Application
Operational Features	Inter Communication System (ITP)	A system which allows communication between passengers inside a car and the building personnel.	○
	Emergency Car Lighting (ECL-C) (Rechargeable Battery Type)	Car lighting which turns on immediately when power fails to provide a minimum level of lighting within the car.	○
	Car Fan Shut Off – Automatic (CFO-A)	If there are no calls for a specified period, the car ventilation fan will automatically be turned off to conserve energy.	○
	Car Light Shut Off – Automatic (CLO-A)	If there are no calls for a specified period, the car lighting will automatically shut off to conserve energy.	○
	Hall Out of Service Switch (HOS)	For maintenance or energy-saving measures, a car can be taken out of service temporarily with a key switch mounted in a specified hall.	○
	Wiring for BGM Speaker	Necessary wires are provided in the traveling cable. (Speaker: by owner)	○
	Mitsubishi Emergency Landing Device (MELD)	Upon power failure, a car equipped with this function automatically moves and stops at the nearest floor using a rechargeable battery, and the doors open to ensure passenger safety. (Max. allowable floor-to-floor distance is 10 meters.)	○
	Earthquake Emergency Return (EER-P / EER-S)	Upon activation of primary and/or secondary wave seismic sensors, all cars stop at the nearest floor, and park there with the doors open to facilitate safe evacuation of passengers.	○
	Fire Emergency Return (FER)	Upon activation of a key switch or a building's fire sensors, all calls are canceled, all cars immediately return to a specified evacuation floor and the doors open to ensure safe passenger evacuation.	○
	Operation by Emergency Power Source – Auto/Manual (OEPS)	Upon power failure, the car uses the building's emergency power supply to move to a specified floor, where the doors then open to facilitate the safe evacuation of passengers. After the car has arrived at the floor, normal operation will be available.	○
	Supervisory Panel (WP)	A panel installed in a building's supervisory room, etc., which monitors and controls each elevator's status and operations by remote, using indicators and switches which are provided on request.	○

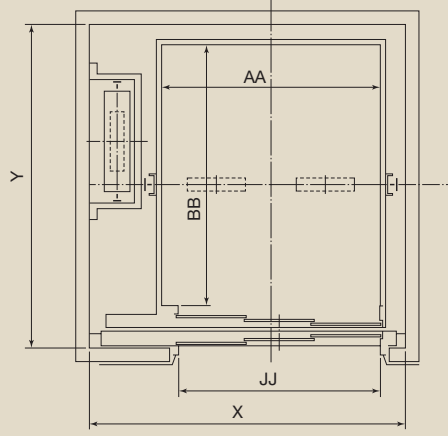
Layout Drawings and Dimensions for One Gate (1D1G)
For JIS Code



Hoistway Plan for 2-panel
side opening door (2S)

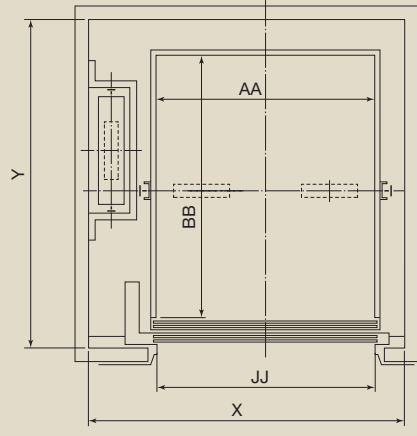


Hoistway Plan for 3-panel
side opening door (3S)

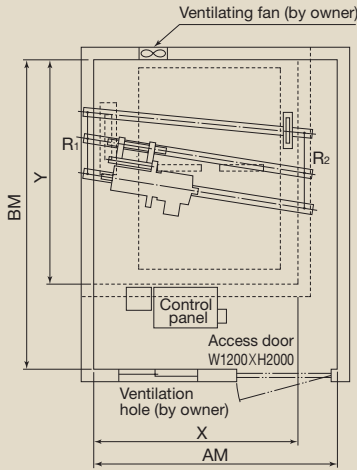


Hoistway Plan for 2-panel
upward opening door (2U)

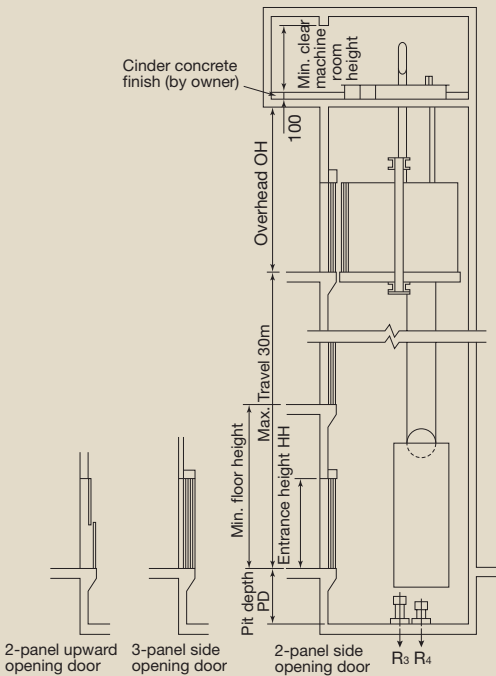
It can not be applied for EN-81-1 or GB code.



Machine Room Plan



Hoistway Section



The following dimension is shown in Japan code.

Type	Capacity (kg)	Speed (m/min.)	Motor (kW)*1	Machine room (mm)	Pit depth PD (mm)	Door type	Hoistway (mm)	Min. floor height (mm)	Overhead OH (mm)	Reaction loads (kN)*2			
				AM×BM			X×Y			Machine room		Pit	
										R1	R2	R3	R4
F-750-2S	750	45	7.5	2600 × 3950	1250	2S	2200 × 2900	2800	4450	57.9	41.2	70.6	55.4
		60	9.5		1550				4650			71.6	55.4
F-1000-2S	1000	45	7.5	3150 × 3950	1250	2S	2600 × 2900	2800	4450	74.6	43.1	80.4	66.2
		60	9.5		1550				4650			84.8	73.1
F-1500-2S	1500	45	9.5	3600 × 4050	1250	2S	3150 × 3000	2800	4450	101	53.9	119.6	82.4
		60	13		1550				4650			129.4	88.3
F-2000-2S	2000	45	13	3600 × 4250	1250	2S	3150 × 3400	2800	4450	121.6	63.7	139.2	103
		60	18.5		1550				4650			150	109.8
F-2500-3S	2500	45	18.5	4000 × 4400	1250	3S	3600 × 3700	3300	4850	148.1	81.4	192.2	144.2
		60	22		1550				5050			206	154
F-2500-2U*4		45	18.5	4000 × 4400	1250	2U	3600 × 3700	4500	4850	155.9	80.4	192.2	144.2
		60	22		1550				5050			206	154
F-2500-3U*4		45	18.5	4000 × 4400	1250	3U	3600 × 3700	3950	4850	155.9	80.4	192.2	144.2
		60	22		1550				5050			206	154
F-3000-3S	3000	45	18.5	4100 × 4800	1250	3S	3750 × 4100	3300	4850	166.7	92.2	208	154
		60	26		1800				5050			223	165
F-3000-2U*4		45	18.5	4100 × 4800	1250	2U	3750 × 4100	4500	4850	174.5	92.2	208	154
		60	26		1800				5050			223	165
F-3000-3U*4		45	18.5	4100 × 4800	1250	3U	3750 X 4100	3950	4850	174.5	92.2	208	154
		60	26		1800				5050			223	165

*1: Since required motor power varies according to the specifications, such as elevator cage weight, etc., please consult our sales agency for details.

*2: Since reaction load varies according to the specifications, please consult our sales agency for details.

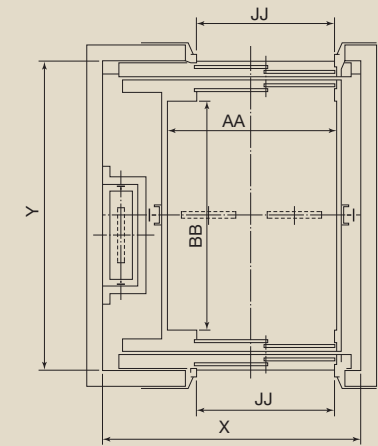
*3: In cases where capacity exceeds 3000kg, please consult our sales agency for details.

*4: 2U, 3U door type can not be applied for EN-81-1 or GB code.

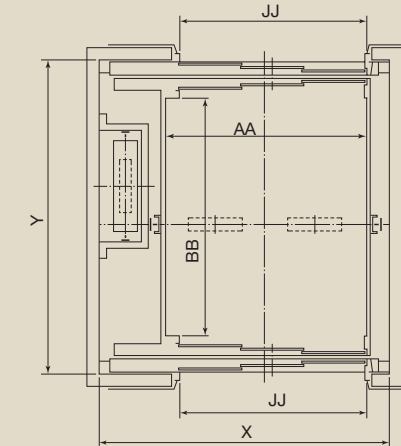
Layout Drawings and Dimensions for Two Gates (1D2G & 2D2G)
For JIS Code



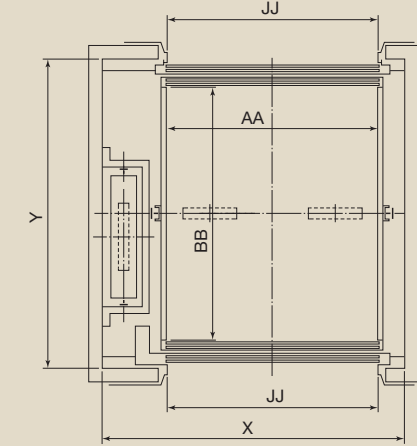
Hoistway Plan for 2-panel
side opening door (2S)



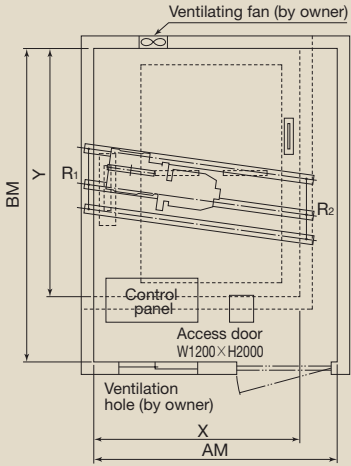
Hoistway Plan for 3-panel
side opening door (3S)



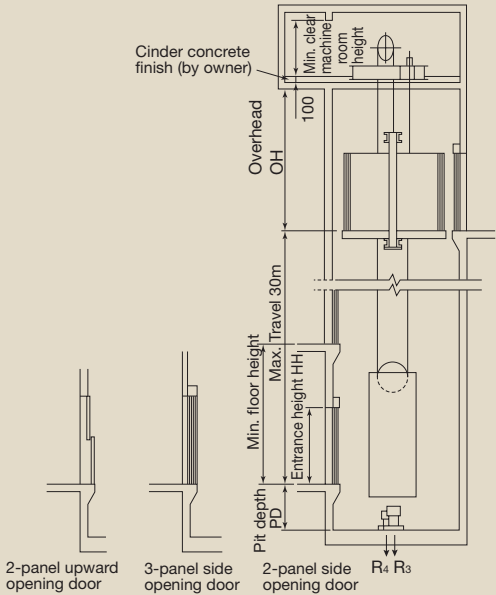
Hoistway Plan for 2-panel
upward opening door (2U)



Machine Room Plan



Hoistway Section



The following dimension is shown in Japan code.

Type	Capacity (kg)	Speed (m/min.)	Motor (kW)*1	Machine room (mm)	Pit depth PD (mm)	Door type	Hoistway (mm)	Min. floor height (mm)	Overhead OH (mm)	Reaction loads (kN)*2			
				AM×BM			X×Y			Machine room		Pit	
										R1	R2	R3	R4
F-750-2S	750	45	7.5	2600 × 3950	1250	2S	2200 × 3110	2800	4450	65.7	46.1	77.4	64.7
		60	9.5		1550				4650			78.5	69.6
F-1000-2S	1000	45	7.5	3150 × 3950	1250	2S	2600 × 3110	2800	4450	83.4	48	96.1	75.5
		60	9.5		1550				4650			104	80.4
F-1500-2S	1500	45	9.5	3600 × 4050	1250	2S	3150 × 3210	2800	4450	112.8	59.8	127.4	98
		60	13		1550				4650			137.2	106.8
F-2000-2S	2000	45	13	3600 × 4250	1250	2S	3150 × 3610	2800	4450	135.3	69.6	151	116.7
		60	18.5		1550				4650			162.8	125.5
F-2500-3S	2500	45	18.5	4000 × 4400	1250	3S	3600 × 3970	3300	4850	163.8	84.3	205	157
		60	22		1550				5050			219	168
F-2500-2U*4		45	18.5	4000 × 4400	1250	2U	3600 × 3680	4500	4850	166.7	89.3	205	157
		60	22		1550				5050			219	168
F-2500-3U*4		45	18.5	4000 × 4400	1250	3U	3600 × 3680	3950	4850	166.7	89.3	205	157
		60	22		1550				5050			219	168
F-3000-3S	3000	45	18.5	4100 × 4800	1250	3S	3750 × 4370	3300	4850	201	106.9	217.8	182.4
		60	26		1800				5050			233	195
F-3000-2U*4		45	18.5	4100 × 4800	1250	2U	3750 × 4080	4500	4850	206.9	110.8	217.8	162.8
		60	26		1800				5050			233	174
F-3000-3U*4		45	18.5	4100 × 4800	1250	3U	3750 X 4080	3950	4850	206.9	110.8	217.8	162.8
		60	26		1800				5050			233	174

*1: Since required motor power varies according to the specifications, such as elevator cage weight, etc., please consult our sales agency for details.

*2: Since reaction load varies according to the specifications, please consult our sales agency for details.

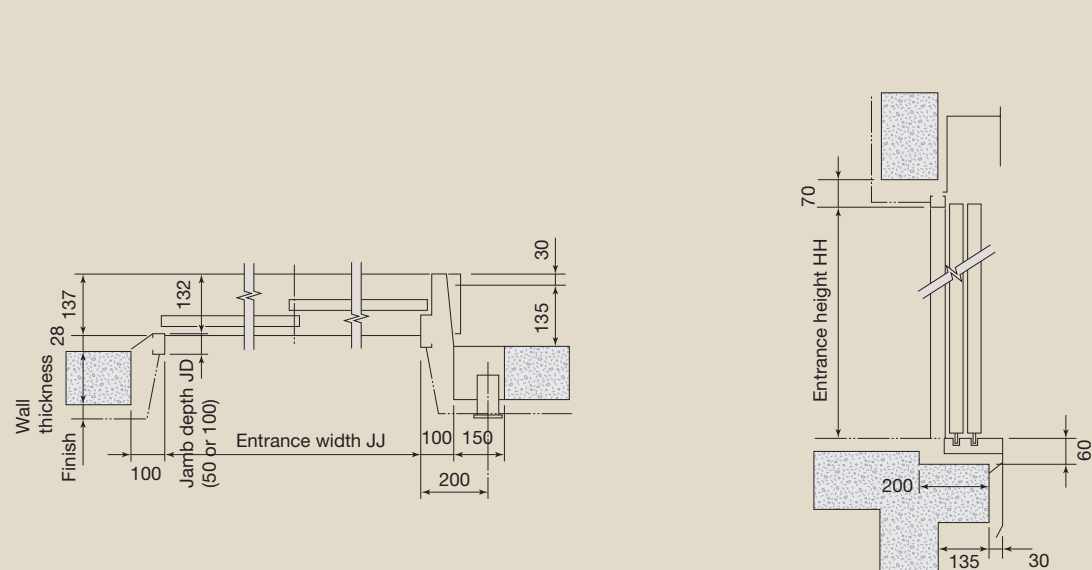
*3: In cases where capacity exceeds 3000kg, please consult our sales agency for details.

*4: 2U, 3U door type can not be applied for EN-81-1 or GB code.

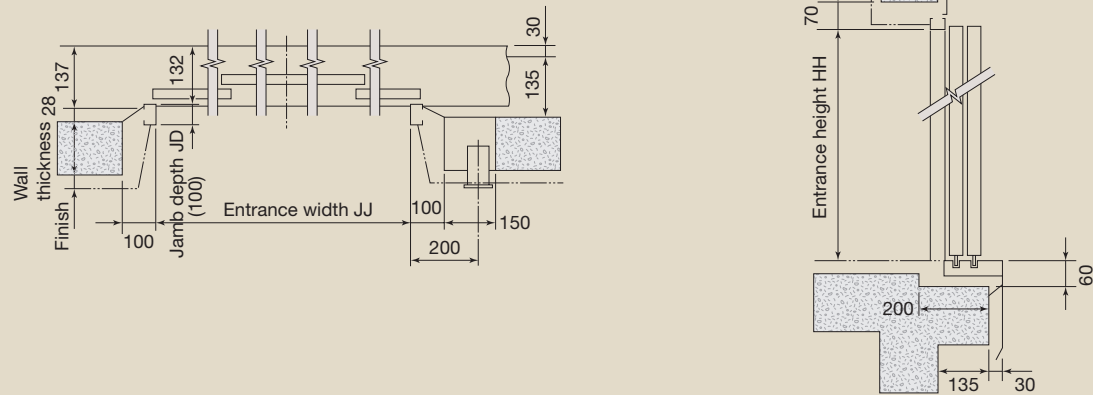
Entrance Layouts

GFM-T GFM-T GFM-T
GFM-T GFM-T GFM-T GFM-T
GFM-T GFM-T GFM-T GFM-T

2-panel side opening door
(2S)

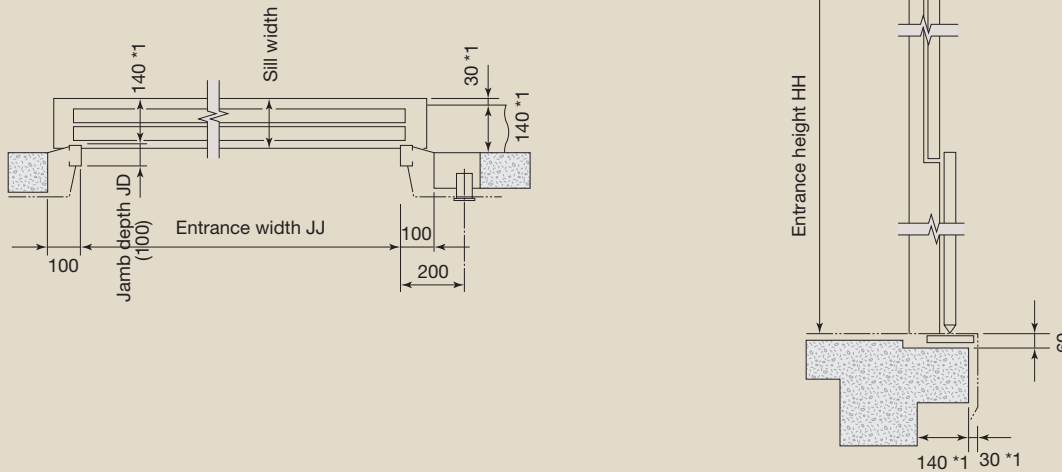


4-panel center opening door
(2C0)

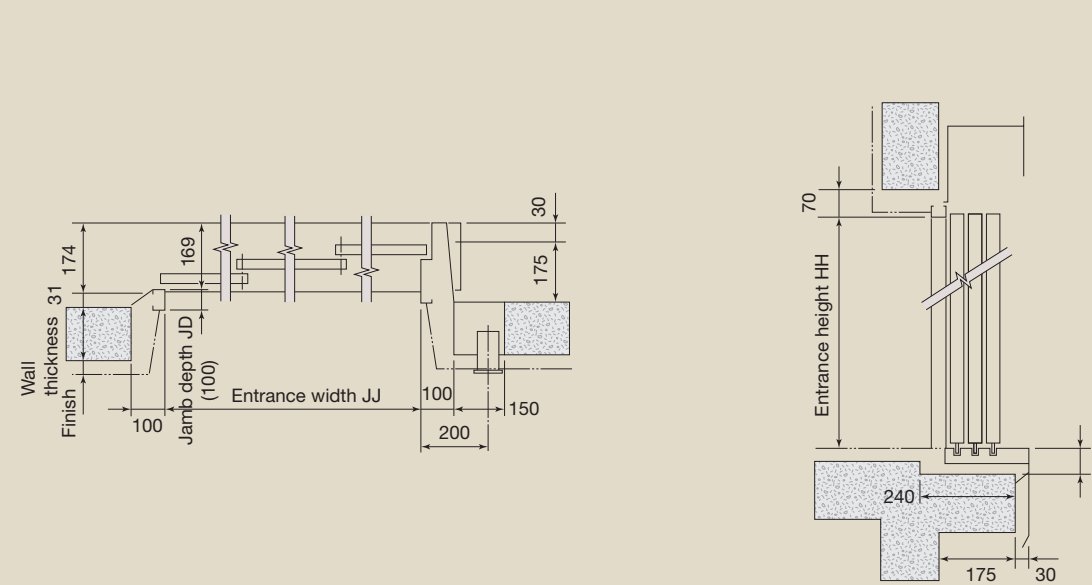


2-panel upward opening door
(2U)

It can not be applied for EN-81-1 or GB code.

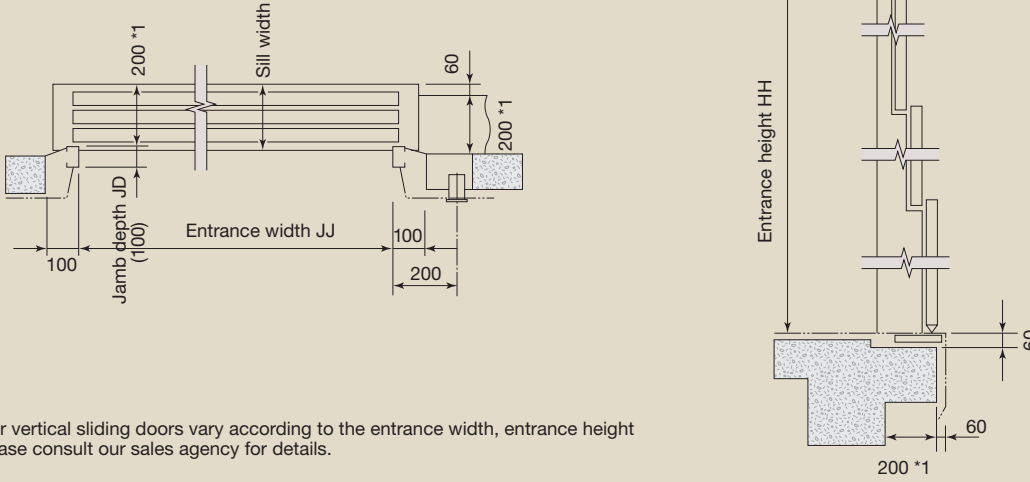


3-panel side opening door
(3S)



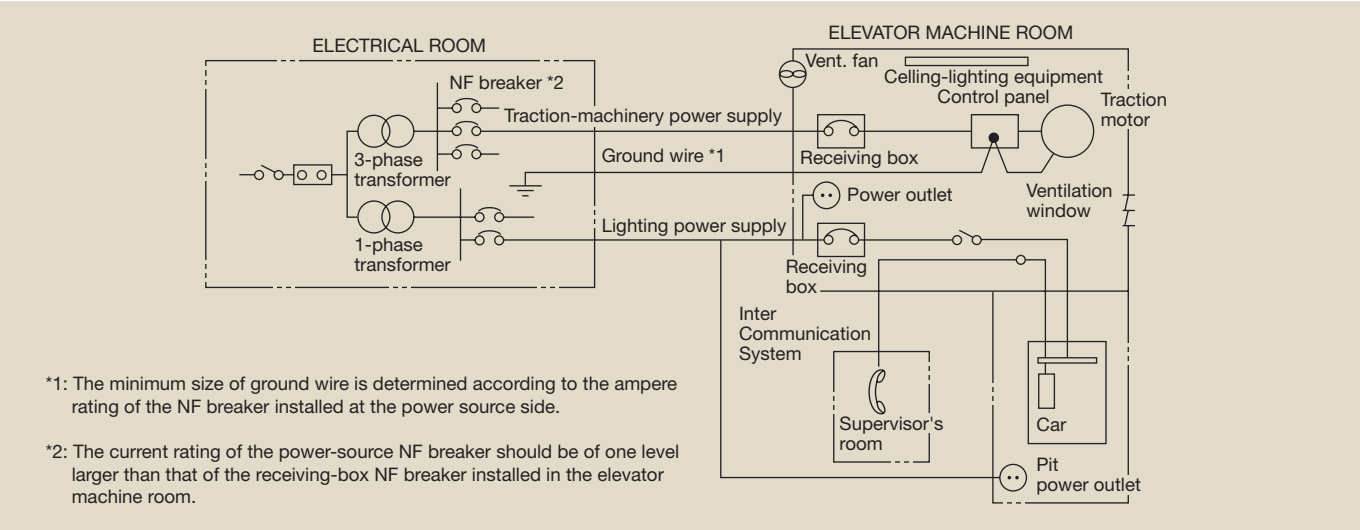
3-panel upward opening door
(3U)

It can not be applied for EN-81-1 or GB code.



*1: Since dimensions for vertical sliding doors vary according to the entrance width, entrance height and floor height, please consult our sales agency for details.

Electrical Equipment Required for Elevator Operation



Traction-Machinery Power Supply
It is necessary to install power-supply equipment of sufficient capacity to ensure the elevators accelerating smoothly and landing accurately. The power supply should be kept within a voltage- fluctuation range of +5 ~ -10%, and a voltage-imbalance factor of 5%. When selecting protective breakers on the power-supply side, be guided by voltage ratings of the no-fuse breakers supplied with the elevators.

Power Supply for Lighting
Lighting for the elevator cars and indicators should, where possible, be supplied via a separate circuit that will not be affected by power failures elsewhere.

Ventilation Equipment
A machine-room ventilating fan of a capacity to keep the room below 40°C is required. A ventilation window should also be installed opposite the ventilation fan.

Inter Communication System (where necessary)
This is essential for establishing communication between elevator operator or passengers and outside in case of emergency. The master station transceiver is usually in a location readily accessible to the supervisor, in the central supervisor's room or elevator lobby. The wiring work between the master station and the elevator machine room is not included in the elevator contract. To facilitate piping and wiring, it is desirable to decide on the position of the master station at the earliest stage of building design.

Lighting Equipment
The machine room should be fitted with good lighting for maintenance work. The light switch should be positioned close to the machine-room entrance.

Inspection Power Outlets
These should be installed in the machine room and pit for use during inspections and maintenance.

Power Feeder Data

Capacity (kg)	Speed (m/min.)	Motor (kW)	Power Feeder Data							
			Power supply (200V)			Power supply (400V)			Power supply capacity (kVA)	Heat emission (W)
			Current		Receiving box NF-breaker (A)	Current		Receiving box NF-breaker (A)		
			FLU (A)	FLAcc (A)		FLU (A)	FLAcc (A)			
750	45	7.5	30	69	50	15	35	30	7	1000
	60	9.5	38	89	60	19	45	30	8	1350
1000	45	7.5	32	64	50	16	32	30	7	1350
	60	9.5	41	84	75	21	42	40	9	1750
1500	45	9.5	45	87	75	23	44	40	10	2000
	60	13	57	114	100	29	57	50	12	2650
2000	45	13	57	110	100	29	55	50	12	2650
	60	18.5	73	143	125	37	72	60	15	3500
2500	45	18.5	73	147	125	37	74	60	15	3300
	60	22	93	191	150	47	96	75	19	4400
3000	45(Note:1)	18.5	85	167	150	43	84	75	18	3950
	60	26	98	205	150	49	103	75	22	5250

Note: 1. Low acceleration specification.
If you must apply standard acceleration by the guest's requirement, ask to Inazawa Works in advance.

- Work Not Included in Elevator Contract**
The following items are excluded from Mitsubishi Electric's elevator installation work, and are therefore the responsibility of the building owner or general contractor:
- Construction of the elevator machine room with proper beams and slabs, equipped with a lock, complete with illumination, ventilation and waterproofing.
 - Access to the elevator machine room sufficient to allow passage of the control panel and traction machine.
 - Architectural finishing of the machine room floor, and the walls and floors in the vicinity of the entrance hall after installation has been completed.
 - Construction of an illuminated, ventilated and waterproofed elevator hoistway.
 - A ladder to the elevator pit.
 - The provision of cutting the necessary openings and joists.
 - Separate beams, when the hoistway dimensions markedly exceed the specifications, and intermediate beams when two or more elevators are installed.
 - All other work related to building construction.
 - The machine room power-receiving panel and the electrical wiring for illumination, plus the electrical wiring from the electrical room to the power-receiving panel.
 - The laying of conduits and wiring between the elevator pit and the terminating point for the devices installed outside the hoistway,such as the emergency bell, intercom, monitoring and security devices, etc.
 - The power consumed in installation work and test operations.
 - All the necessary building materials for grouting in of brackets, bolts, etc.
 - The test provision and subsequent alteration as required, and eventual removal of the scaffolding as required by the elevator contractor, and any other protection of the work as may be required during the process.
 - The provision of a suitable, locked space for the storage of elevator equipment and tools during elevator installation.
 - The security system, such as a card reader, connected to Mitsubishi Electric's elevator controller, when supplied by the building owner or general contractor.
- * Work responsibilities in installation and construction shall be determined according to local laws. Please consult our local agents for details.

- Elevator Site Requirements**
- The temperature of the machine room and elevator hoistway shall be below 40°C.
 - The following conditions are required for maintaining elevator performance.
 - a. The relative humidity shall be below 90% on a monthly average and below 95% on a daily average.
 - b. The machine room and the elevator hoistway shall be finished with mortar or other materials so as to prevent concrete dust.
 - Voltage fluctuation shall be within a range of +5% to -10%.
- Ordering Information**
Please include the following information when ordering or requesting estimates:
- The desired number of units, speed and loading capacity.
 - The number of stops or number of floors to be served.
 - The total elevator travel and each floor-to-floor height.
 - Operation system.
 - Selected design and size of car.
 - Entrance design.
 - Signal equipment.
 - A sketch of the part of the building where the elevators are to be installed.
 - The voltage, number of phases, and frequency of the power source for the motor and lighting.



Mitsubishi Electric Inazawa Works has acquired ISO 9001 certification by the International Standards Organization (ISO) based on a review of quality management.
The company has also acquired the environmental management system standard ISO 14001 certification.



for a greener tomorrow

Eco Changes is the Mitsubishi Electric Group's environmental statement, and expresses the Group's stance on environmental management. Through a wide range of businesses, we are helping contribute to the realization of a sustainable society.

MITSUBISHI ELECTRIC CORPORATION

HEAD OFFICE : TOKYO BLDG., 2-7-3, MARUNOUCHI, CHIYODA-KU, TOKYO 100-8310, JAPAN

Visit our website at:
<http://www.mitsubishielectric.com/elevator/>

⚠ Safety Tips: Be sure to read the instruction manual fully before using this product.

Revised publication, effective Nov. 2014
Superseding publication L-170-2-C5812-H of Nov. 2009
Specifications are subject to change without notice.

©2014 Mitsubishi Electric Corporation

Lampiran 4
(Brosur Tendon)

MULTISTRAND POST-TENSIONING



STRAND PROPERTIES – TO AS1311

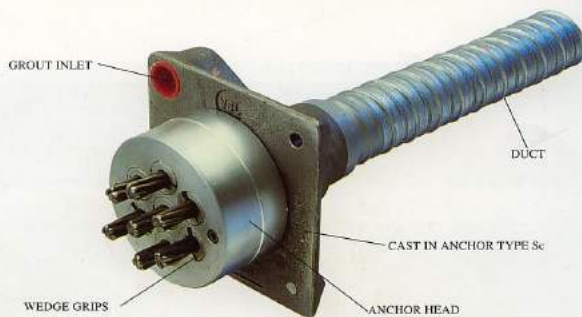
Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	180-205 x 10 ³

TENDON PROPERTIES

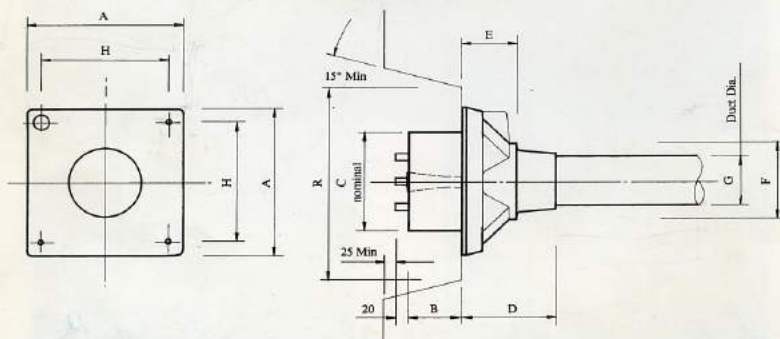
STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
S-3	2	368	39
	3	552	39
	4	736	51
S-7	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
S-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
S-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3120	84
	18	3310	84
	19	3500	84
S-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
S-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
S-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
S-37	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
S-42	37	6810	115
	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
S-48	42	7730	118
	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
S-55	47	8650	127
	48	8830	127
	49	9020	135
	50	9200	135
	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
6-48	41	10250	135
	42	10500	135
	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
6-55	46	11500	144
	47	11750	144
	48	12000	144
	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.
 3. Duct external dia. = 1 Dia. + 6mm nominal.
 4. Corrugated polyethylene PTFE Plus[®] duct is also available, refer page 14.
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END



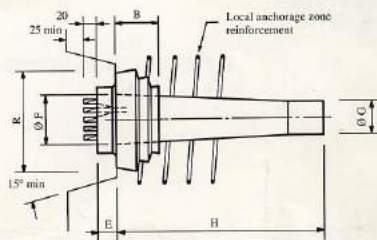
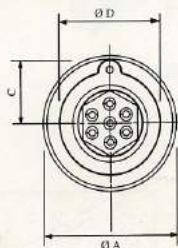
TENDON UNIT		Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	215	84	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	184	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
STRAND TYPE 15.2mm	5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750
	5-55	465	142	320	340	160	400	135	460	750
	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
STRAND TYPE 15.2mm	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	135	340	1035	110	269	144	495	900
	*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900

Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases. Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE CS
LIVE END



TENDON UNIT		Dimensions (mm)									
STRAND TYPE 12.7mm	STRAND TYPE 15.2mm	ØA	B	C	ØD	E	ØF Ext. Dia.	ØG CS-Standard	H CS-Plus CS-Super	I	R
5-12	6-7	222	60	135.5	152/143	49	110	80	400	535	320
5-19	6-12	258	80	149	178	49	137	95	500	638	360
5-31	6-19	308	90	170	210	59	156	110	540	660	360
5-43	6-31	390	120	217	279/283	69/75	224	146	880	740	360
5-55	6-37	420	130	233	302	78/82	237	160	850	*	750

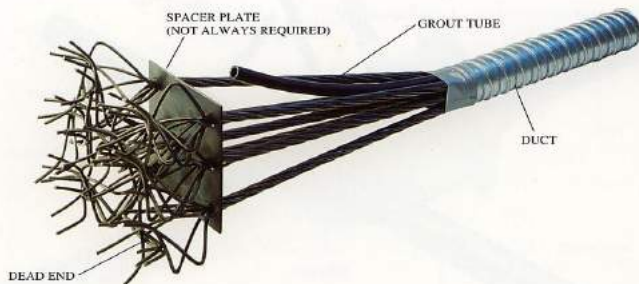
*Check with VSL office

The trumpets for the CS-PLUS and CS-SUPER configurations have short, profiled extension for PT-PLUS™ coupling.

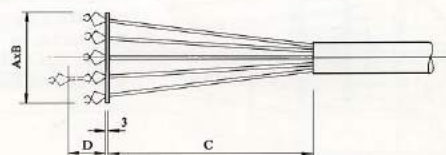
TENDON CONFIGURATIONS

VSL SYSTEM	Anchorage Type		Duct Type		Fully Encapsulated Tendon	Electrically Isolated Tendon
	Conventional	CS	Steel	HD PE PT-PLUS		
Conventional	•		•			
PT-PLUS	•			•		
CS-Standard		•	•			
CS-Plus		•		•	•	
CS-Super		•		•	•	•

The Type CS anchorage should be used for applications requiring high fatigue resistance, high corrosion resistance, reduced anchorage friction and the possibility of electrical isolation. For conventional applications the Type Sc anchorage should be used.

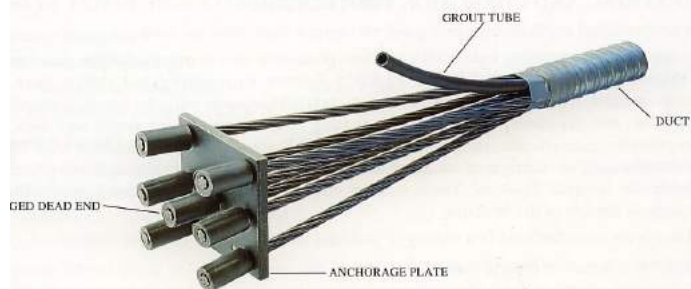


VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE H

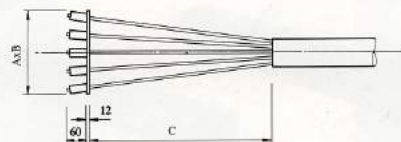


TENDON UNIT	STRAND TYPE 12.7mm			
	A	B	C	D
Dimensions (mm)				
S-3	125	125	600	—
S-4	125	125	600	—
S-7	175	150	600	—
S-12	300	250	1000	150
S-19	375	300	1000	150
S-22	400	300	1000	150
S-27	450	400	1000	150
S-31	450	425	1000	150
S-37	525	450	1100	150
S-42	600	450	1100	150
S-48	645	450	1200	150
S-55	700	500	1200	150

TENDON UNIT	STRAND TYPE 15.2mm			
	A	B	C	D
Dimensions (mm)				
6-3	150	150	600	—
6-4	150	150	600	—
6-7	200	170	600	—
6-12	350	300	1000	150
6-19	450	350	1000	150
6-22	500	350	1000	150
6-27	550	450	1100	150
6-31	550	475	1100	150
6-37	600	550	1100	150
6-42	700	550	1200	150
6-48	745	550	1200	150
6-55	800	600	1200	150



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	A	B	C
Dimensions (mm)			
5-3	100	100	100
5-4	120	120	150
5-7	150	150	250
5-12	200	200	350
5-19	250	250	500
5-22	300	250	500
5-27	300	300	650
5-31	350	300	650
5-37	375	350	850
5-42	375	375	850
5-48	400	400	1000
5-55	425	425	1000

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	A	B	C
Dimensions (mm)			
6-3	150	150	250
6-4	150	150	250
6-7	200	200	350
6-12	250	250	500
6-19	300	300	500
6-22	300	300	500
6-27	350	350	650
6-31	350	350	650
6-37	400	350	850
6-42	400	350	850
6-48	475	475	1000
6-55	550	475	1000

SHEATHING AND CORROSION PROTECTION

For conventional applications, corrugated galvanised steel ducts are used.

For applications requiring enhanced corrosion protection and improved fatigue resistance of the tendons, use of the VSL PT-PLUS™ System with corrugated plastic duct is recommended. This fully encapsulated, watertight system offers superb corrosion protection, and the plastic duct eliminates fretting fatigue between the strand and duct. It also provides reduced duct friction. The PT-PLUS™ System may, in conjunction with VSL CS Anchorages, be configured with special details and installation techniques to provide Electrically Isolated Tendons. These tendons may be electrically monitored at any time throughout the life of the structure.

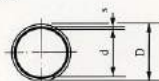
All ducts are manufactured in a variety of standard lengths and are coupled on site.

For diameters of steel ducts see page 7.

DIMENSIONS OF POLYETHYLENE DUCTS PT-PLUS™

STRAND TYPE 12.7mm	STRAND TYPE 15.2mm	DUCT Dimensions (mm)		
TENDON UNIT	TENDON UNIT	d	D	s
5-12	6-7	59	73	2
5-19	6-12	76	91	2.5
5-31	6-19/6-22	100	116	3
5-43	6-31	130	146	3
5-55	6-37	130	146	3

Other units on request



POLYETHYLENE DUCT PT-PLUS™

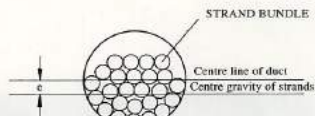


STEEL DUCT

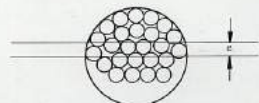
ECCENTRICITY OF TENDONS

STRAND TYPE 12.7mm		
TENDON UNIT	STEEL DUCT e (mm)	PLASTIC DUCT e (mm)
5-1	4	—
5-3	7	—
5-7	8	—
5-12	11	7
5-19	13	9
5-22	12	22
5-27	13	17
5-31	14	14
5-37	23	32
5-42	26	28
5-48	17	24
5-55	23	14

STRAND TYPE 15.2mm		
TENDON UNIT	STEEL DUCT e (mm)	PLASTIC DUCT e (mm)
6-1	5	—
6-3	6	—
6-4	6	—
6-7	10	9
6-12	14	12
6-19	17	18
6-22	14	15
6-27	13	32
6-31	22	28
6-37	25	22



STRAND POSITION AT HIGH POINT OF TENDON



STRAND POSITION AT LOW POINT OF TENDON

SELECTED DESIGN CONSIDERATIONS

Tendon Supports

Recommended spacings:

- Conventional steel ducts: 0.8 to 1.2m
- Polyethylene ducts PT-PLUS™: 0.8 to 1.0m

Tendon Force Losses

The *friction losses in the anchorage* due to curvature of the strand and friction of the strand in the wedges usually amount to:

- Anchorage type Sc 2 to 4%
- Anchorage type CS 1 to 2%

Friction losses along the tendon can vary fairly widely and depend upon several factors, including: the nature and surface condition of the prestressing steel, the type, diameter and surface conditions of the duct and the installation method.

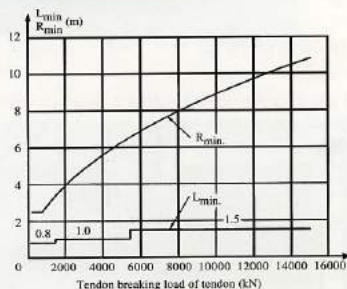
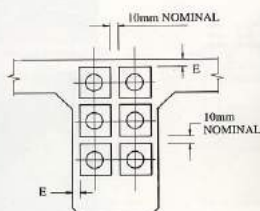
The following values may be assumed for design:

- Tendon in conventional steel ducts: $\mu = 0.20$
- Tendon in polyethylene ducts PT-PLUS™: $\mu = 0.14$

Independent of the type of jack or tendon, a loss due to *wedge draw-in* of approximately 6mm occurs at lock-off.

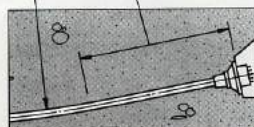
EDGE DISTANCES

TENDON UNIT		E (mm)
12.7mm	5-7	30
	5-12	50
	5-19	50
	5-27	80
	5-42	80
15.2mm	5-55	80
	6-7	50
	6-12	50
	6-19	80
	6-27	80
	6-42	100
	6-55	100



MINIMUM RADII OF TENDON CURVATURE

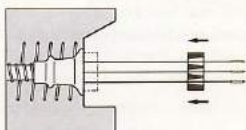
MIN. RADIUS OF CURVATURE R_{min}
MIN. STRAIGHT LENGTH L_{min}
BEHIND ANCHORAGE



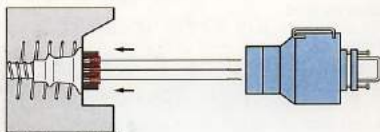
The radii of curvature given in the opposite diagram may be reduced, provided the local concrete strength and the steel stresses resulting from the curvature are checked.

STRESSING

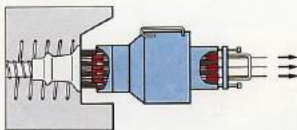
The unique feature of the VSL post-tensioning systems lies in its special procedure for locking the wedges. The wedges always remain in contact with the strands during the stressing operation. As the pressure in the jack is released, the wedges



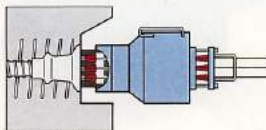
Placing of anchor head and wedges



Positioning of the jack



Stressing



Seating of wedges



Placing of anchor head



Positioning of jack



Stressing, measuring, seating of wedges

GROUTING

VSL grouting equipment includes mixer and pump in one unit. Grouting is usually carried out as soon as possible after stressing. For special applications vacuum assisted grouting procedures can be used

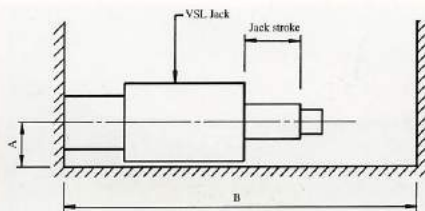


Grouting equipment



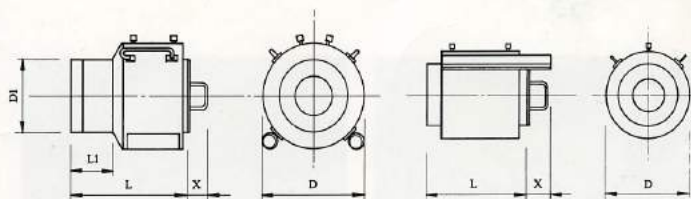
Grouting of tendon

MULTISTRAND POST-TENSIONING



JACK CLEARANCE REQUIREMENTS

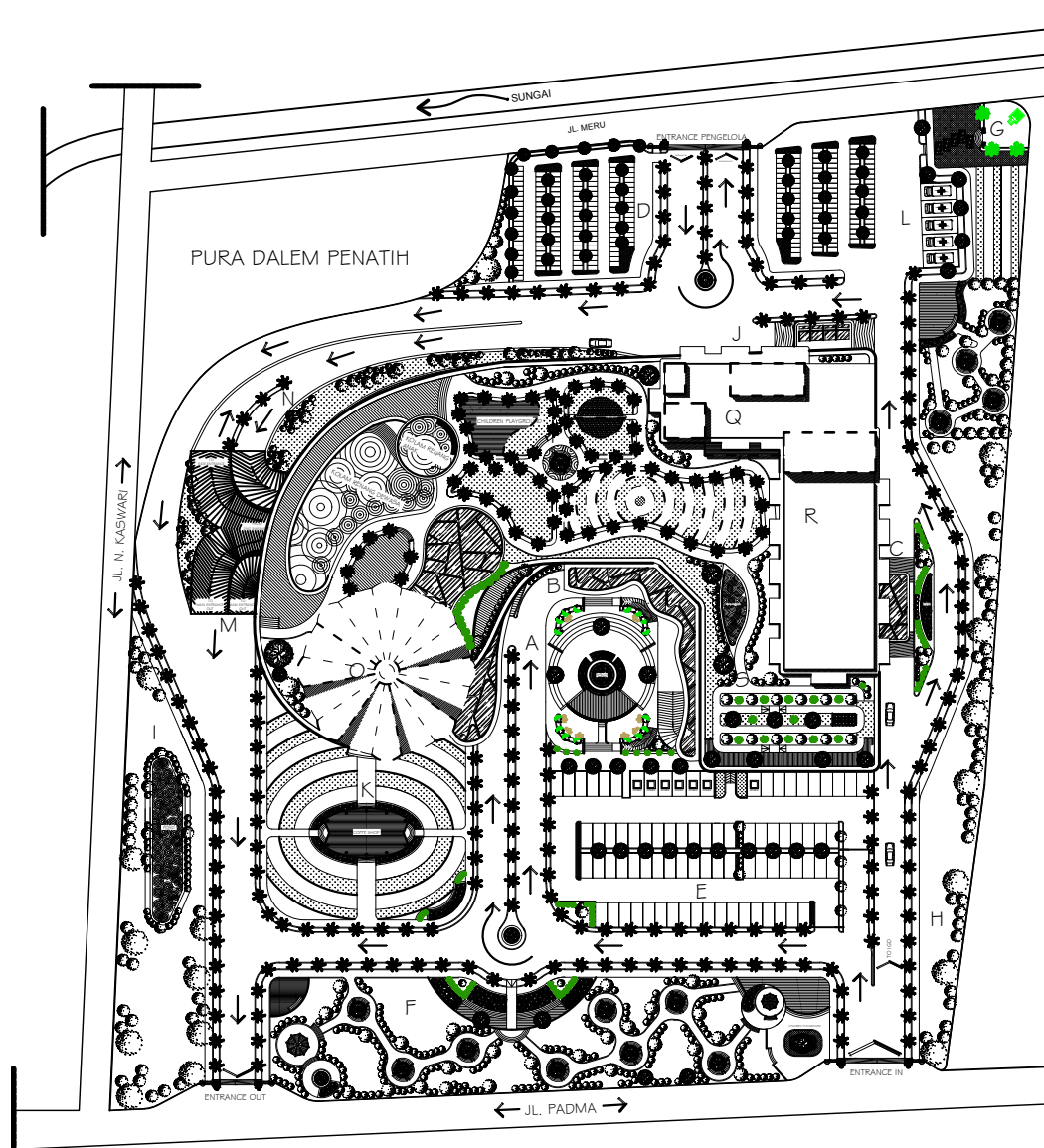
Dimensions (mm)	VSL JACK TYPE				
	VSL50	VSLB7	VSL190	VSL290	VSL460
A	145	180	195	235	285
B	1000	1000	1600	1600	1400
	VSL750	VSL1000	VSL1250	VSL1650	VSL1700
	A	300	435	395	495
B	2600	2300	2800	1800	2600



STRESSING JACK DETAILS

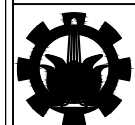
VSL JACK TYPE	TENDON UNIT	TENDON UNIT	NOMINAL CAP (kN)	D	D1	L	L1	X	STROKE (mm)	MASS (kg)
Dimensions (mm)										
VSL50	3-3 & 4		300	210	—	430	—	—	150	34
VSLB7	5-7	6-3 & 4	1600	275	—	405	—	—	160	76
VSL190	5-12	6-7	1900	310	230	430	200	135	100	151
VSL290	5-19	6-12	2900	390	270	450	215	240	100	202
VSL460	5-31	6-19	4600	485	330	510	200	83	100	425
VSL670	5-42	6-31	6700	660	—	840	—	250	200	1550
VSL750	5-42	6-35	7500	570	410	1050	215	165	200	1500
VSL1000	5-55	6-47	10000	790	—	885	—	165	200	2200
VSL1250	5-55	6-55	12500	710	420	1125	220	165	150	1730
VSL1650	5-64	6-55	16500	910	600	615	140	—	150	1750
VSL1700	5-91	6-91	17000	875	—	1020	—	165	150	3085

Note: other equipment is available for special situations.



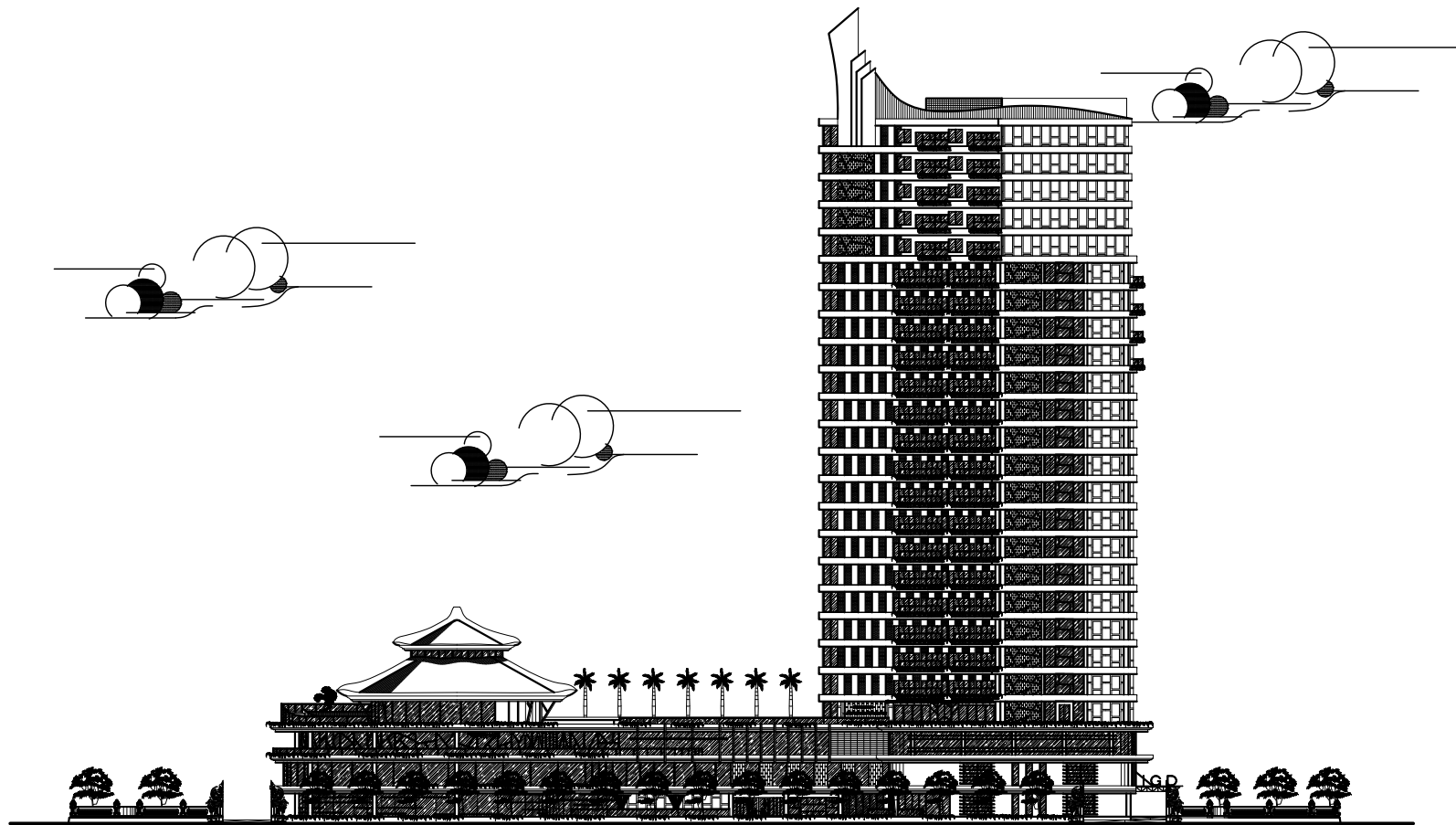
KETERANGAN :

- A . DROP OFF MALL
- B . DROP OFF RUMAH SAKIT DAN HOTEL
- C . DROP OFF IGD
- D . PARKIR MOTOR PENGELOLA
- E . PARKIR PENGUNJUNG VIP
- F . TAMAN
- G . PADMASANA
- H . TAMAN
- I . AREA PENGEMBANGAN
- J . DROP OFF JENAZAH
- K . TAMAN DAN CAFFE SHOP
- L . PARKIR AMBULANCE
- M . JALUR KELUAR BASEMENT
- N . JALUR MASUK BASEMENT LANTAI I
- O . GYM CENTER
- P . TAMAN PODIUM, JOGING TRACK
- Q . ATAP TOWER HOTEL
- R . ATAP TOWER RUMAH SAKIT
- S . TERAPI JALAN OUTDOOR



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml.Lembar	Dosen Pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
Tugas Akhir	Site Plan	1 : 1500	1	62	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D	Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)

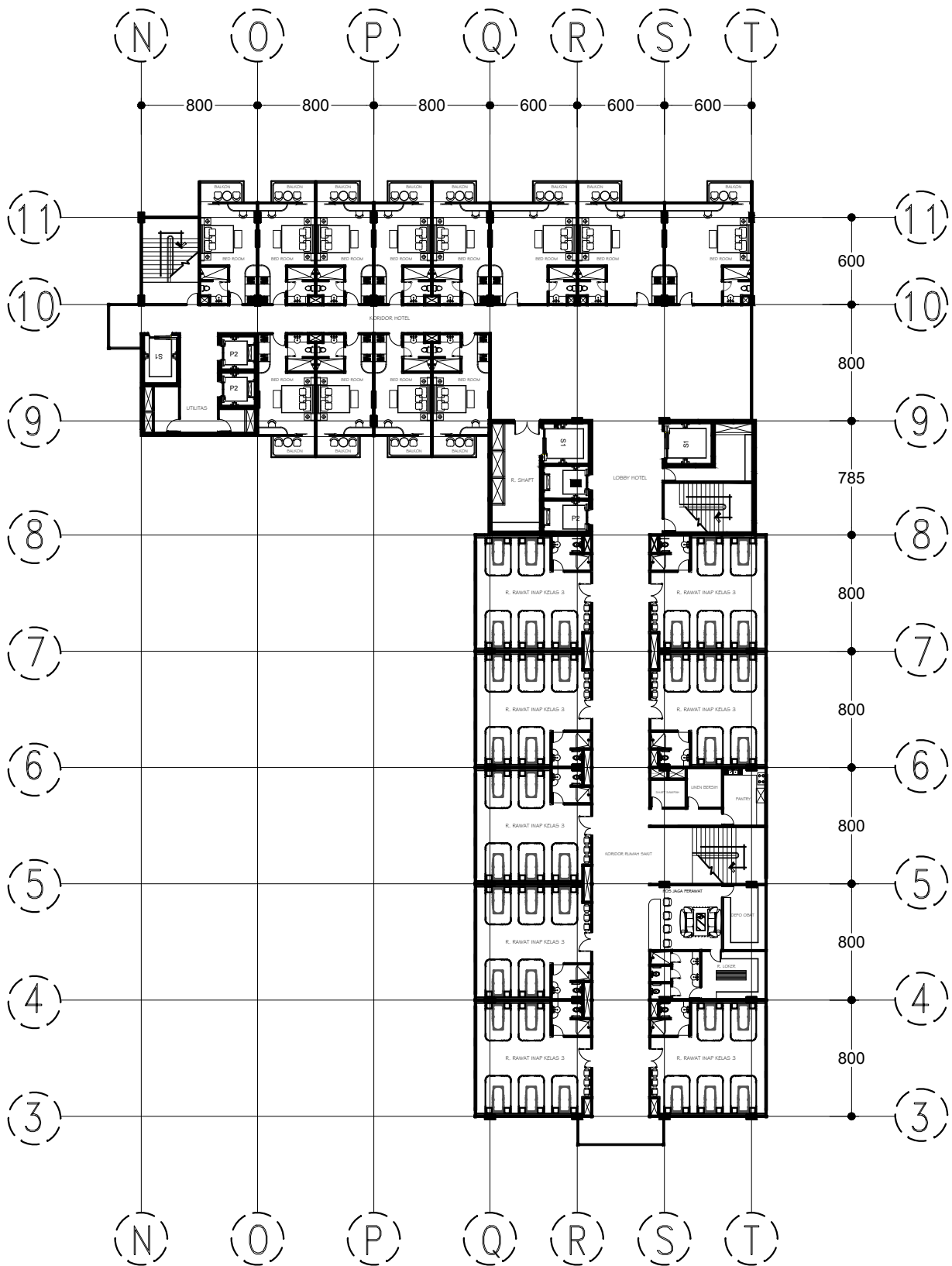


 **TAMPAK DEPAN**
SKALA 1 : 1000



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml.Lembar	Dosen Pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
Tugas Akhir	Tampak Depan	1 : 1000	3	62	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D	Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)



DENAH TOWER LT. 5 - 8
SKALA 1 : 400



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas
Tugas Akhir

Nama Gambar
Denah Tower Lt.5-8

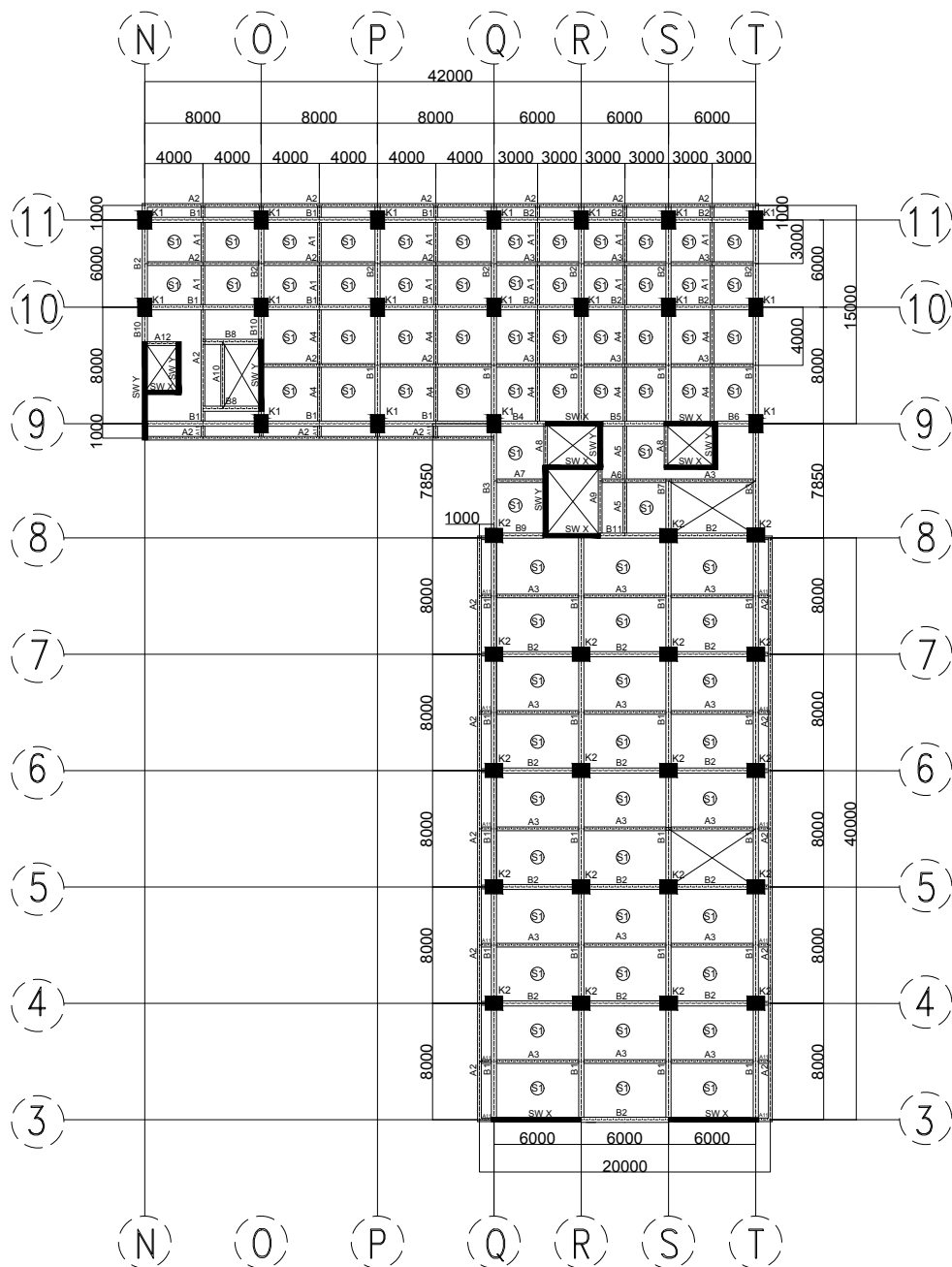
Skala
1 : 400

No. Lembar
20

Jml.Lembar
62

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir I G.P.Raka
Prof. Tavo., ST., MT., Ph.D

Nama & Nrp Mahasiswa
Ni Putu Ika Frisilia
(3113 100 044)



BALOK

B1	350 x 500	A1	250 x 400
B2	350 x 500	A2	250 x 400
B3	350 x 500	A3	250 x 400
B4	350 x 500	A4	250 x 400
B5	350 x 500	A5	250 x 400
B6	350 x 500	A6	250 x 400
B7	350 x 500	A7	250 x 400
B8	350 x 500	A8	250 x 400
B9	350 x 500	A9	250 x 400
		A10	250 x 400
		A11	250 x 400
		A12	250 x 400

KOLOM

K1	950 x 1200
K2	1200 x 950

PELAT

S1	T = 120
----	---------

SHEARWALL

SW X	T = 300
SW Y	T = 350

DENAH PEMBALOKAN BASEMENT 1-3
SKALA 1 : 500



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas

Tugas Akhir

Nama Gambar

Denah Pembalokan
Basement 1-3

Skala

1 : 500

No. Lembar

26

Jml. Lembar

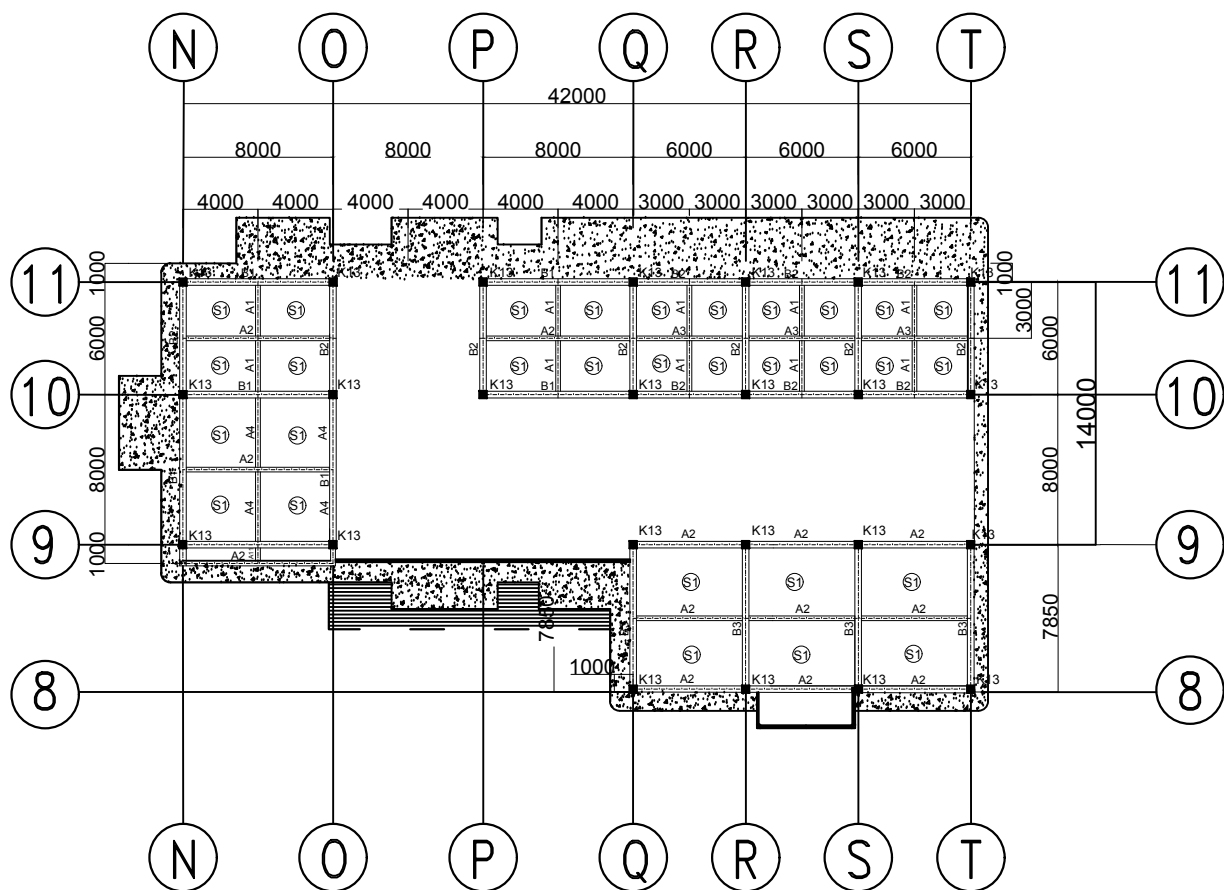
62

Dosen Pembimbing

Prof. Dr. Ir. I.G.P. Raka
Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D

Nama & Nrp Mahasiswa

Ni Putu Ika Frisilia
(3113 100 044)



BALOK			
B1	350 x 500	A1	250 x 400
B2	350 x 500	A2	250 x 400
B3	350 x 500	A3	250 x 400
		A4	250 x 400

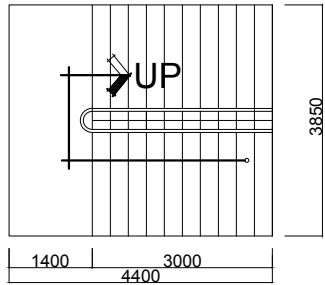
KOLOM	
K13	400 x 400

PELAT	
S1	T = 120

DENAH PEMBALOKAN ATAP
SKALA 1 : 400



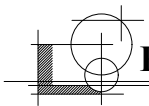
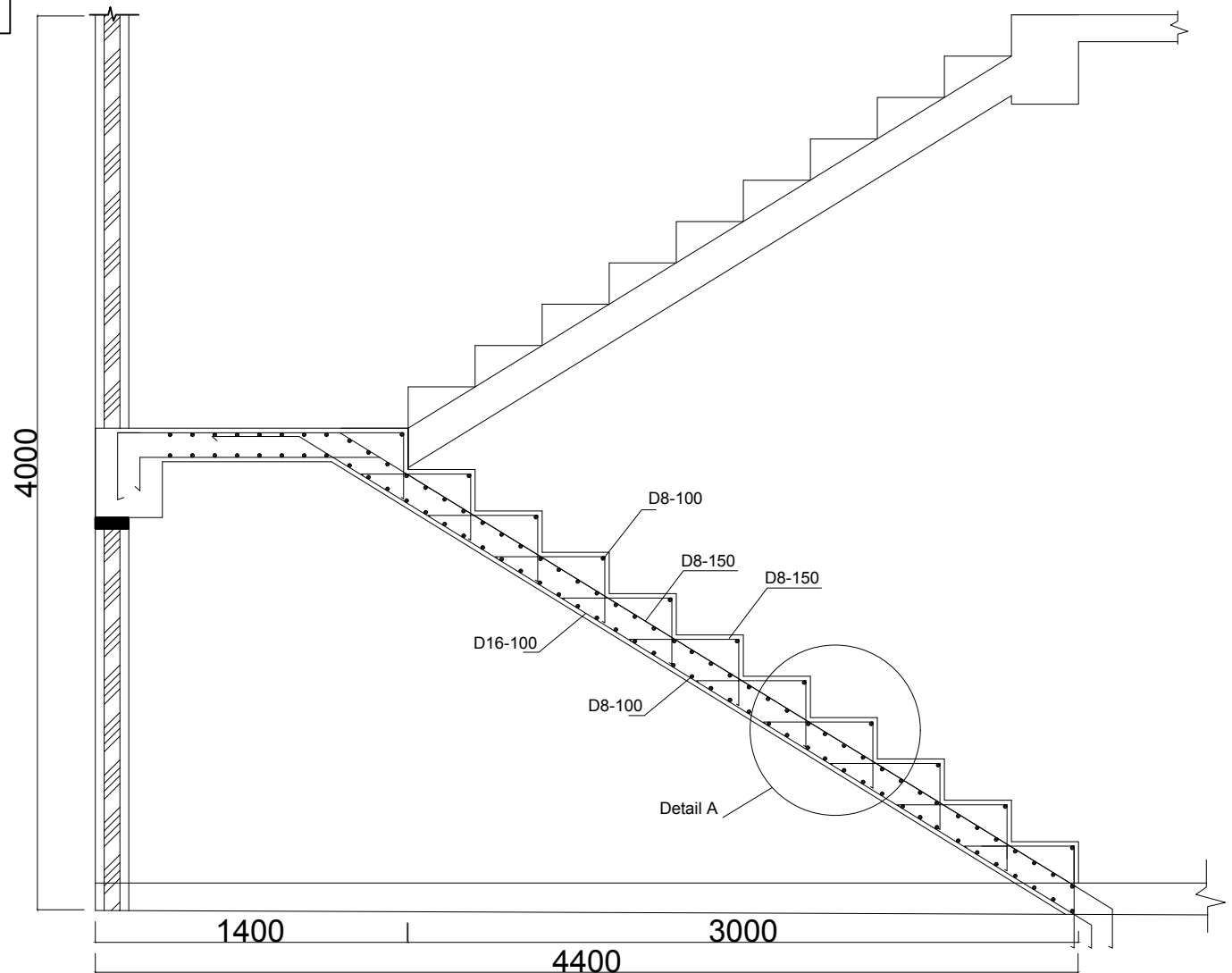
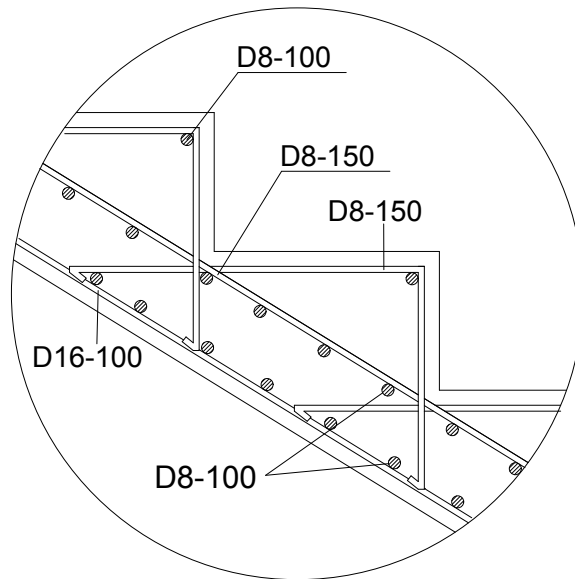
KEYPLAN



NOTE:

$f_y = 400 \text{ MPa}$

$f'_c = 40 \text{ MPa}$



PENULANGAN TANGGA TIPE 1

SKALA 1 : 30



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas

Tugas Akhir

Nama Gambar

Penulangan Tangga
Tipe 1

Skala

1 : 30

No. Lembar

35

Jml.Lembar

62

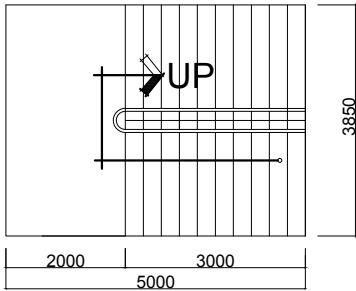
Dosen Pembimbing

Prof. Dr. Ir I G.P.Raka
Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D

Nama & Nrp Mahasiswa

Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)

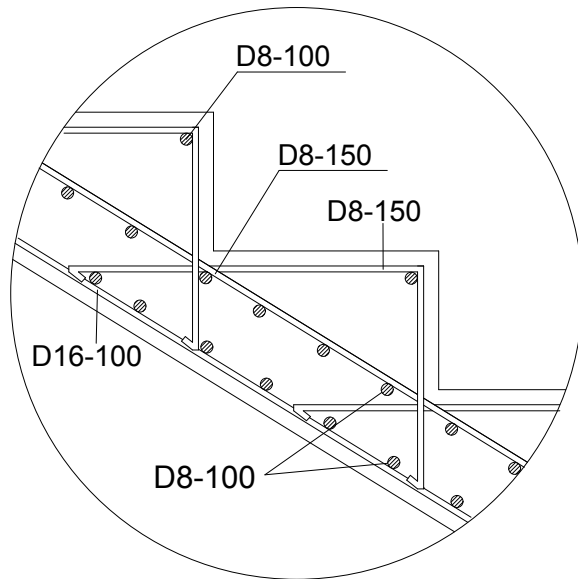
KEYPLAN



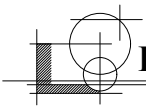
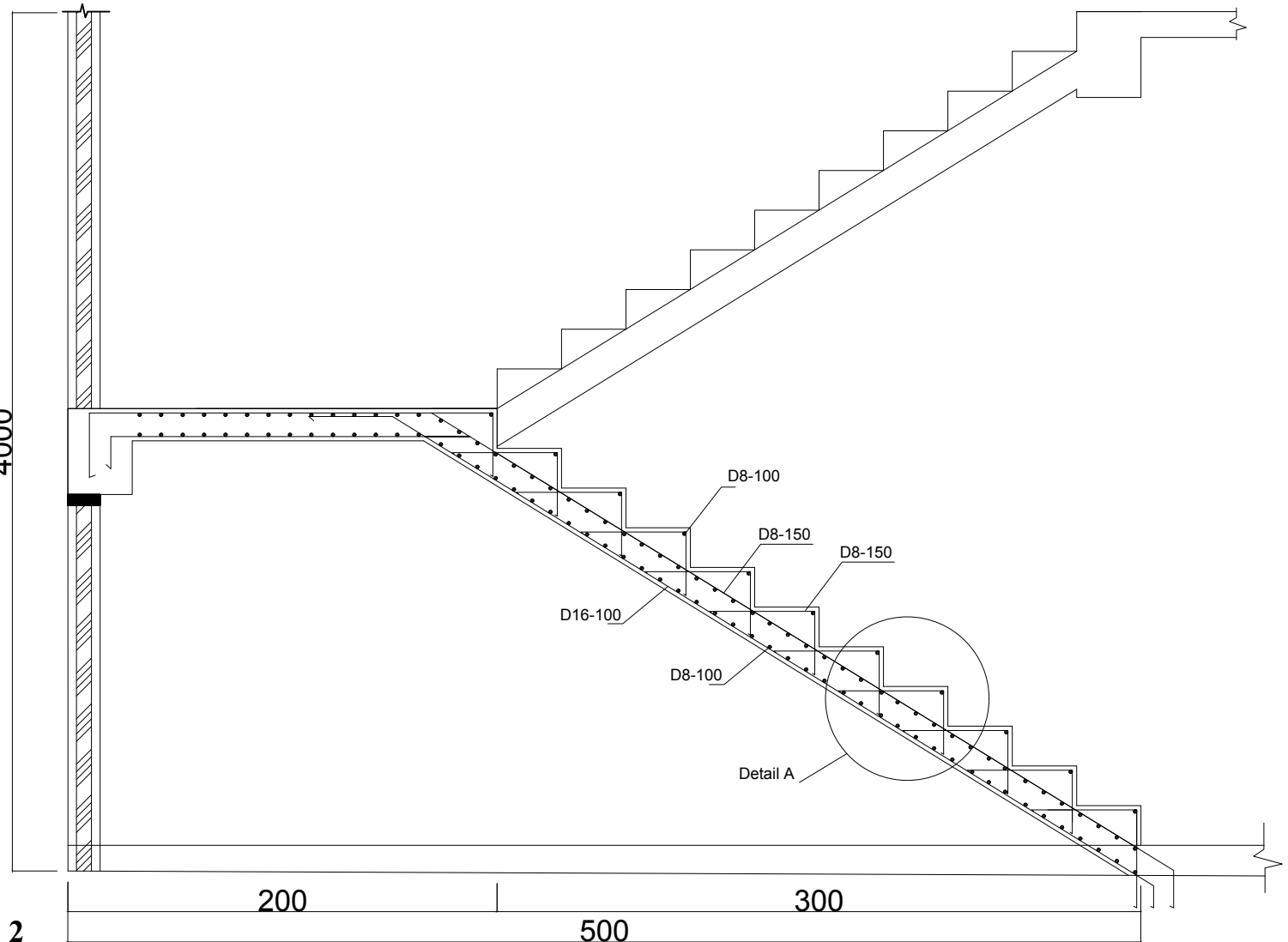
NOTE:

$f_y = 400 \text{ MPa}$

$f'_c = 40 \text{ MPa}$



4000



PENULANGAN TANGGA TIPE 2

SKALA 1 : 30



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas

Tugas Akhir

Nama Gambar

Penulangan Tangga
Tipe 2

Skala

1 : 30

No. Lembar

36

Jml.Lembar

62

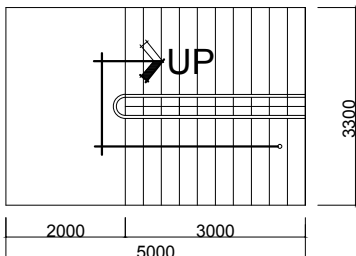
Dosen Pembimbing

Prof. Dr. Ir I G.P.Raka
Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D

Nama & Nrp Mahasiswa

Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)

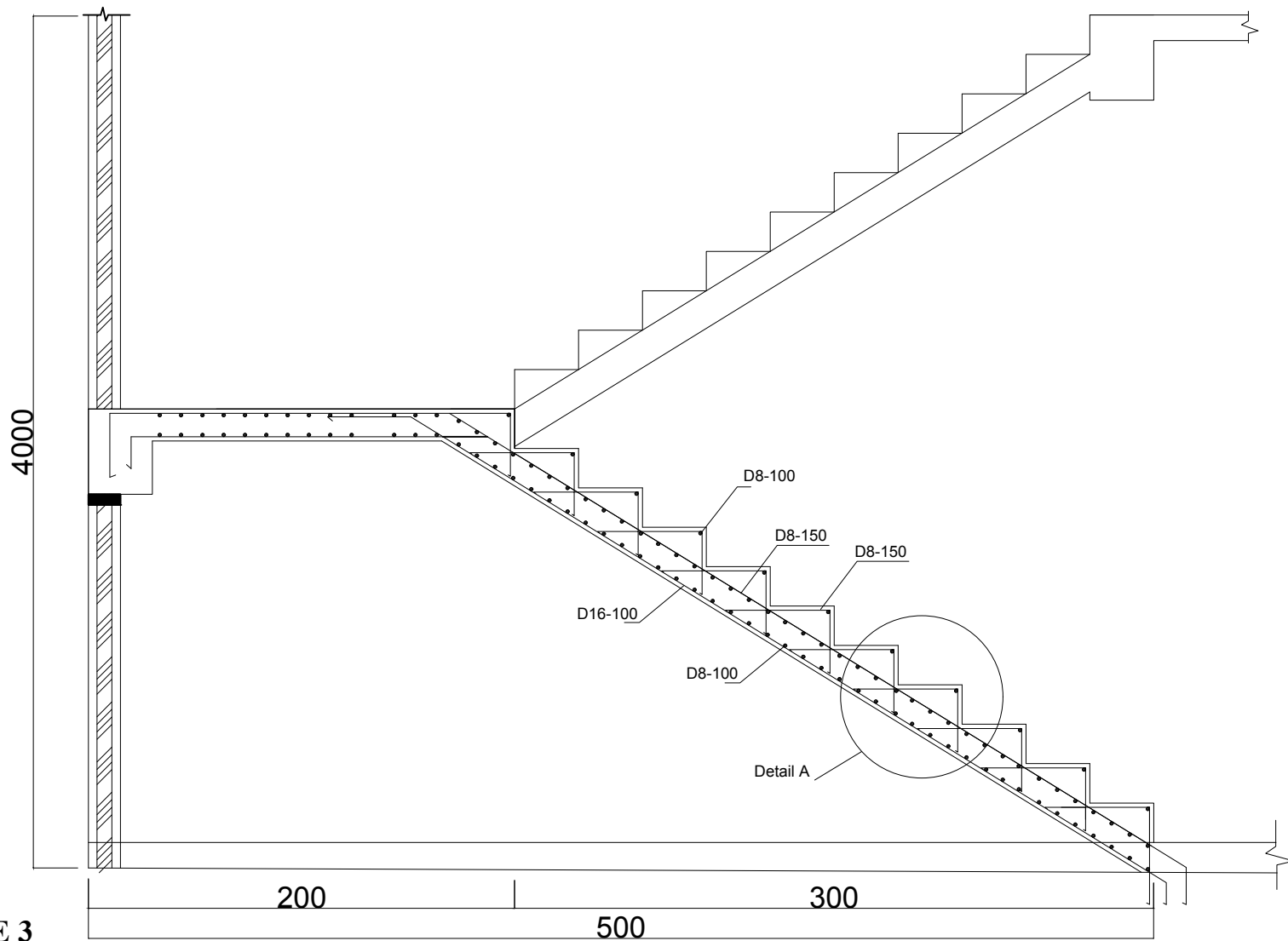
KEYPLAN



NOTE:

$f_y = 400 \text{ MPa}$

$f'_c = 40 \text{ MPa}$



D8-100

D8-150

D8-150

D16-100

D8-100

D8-100

D8-150

D8-150

D16-100

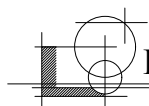
D8-100

Detail A

200

500

300



PENULANGAN TANGGA TIPE 3

SKALA 1 : 30



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas

Tugas Akhir

Nama Gambar

Penulangan Tangga
Tipe 3

Skala

1 : 30

No. Lembar

37

Jml.Lembar

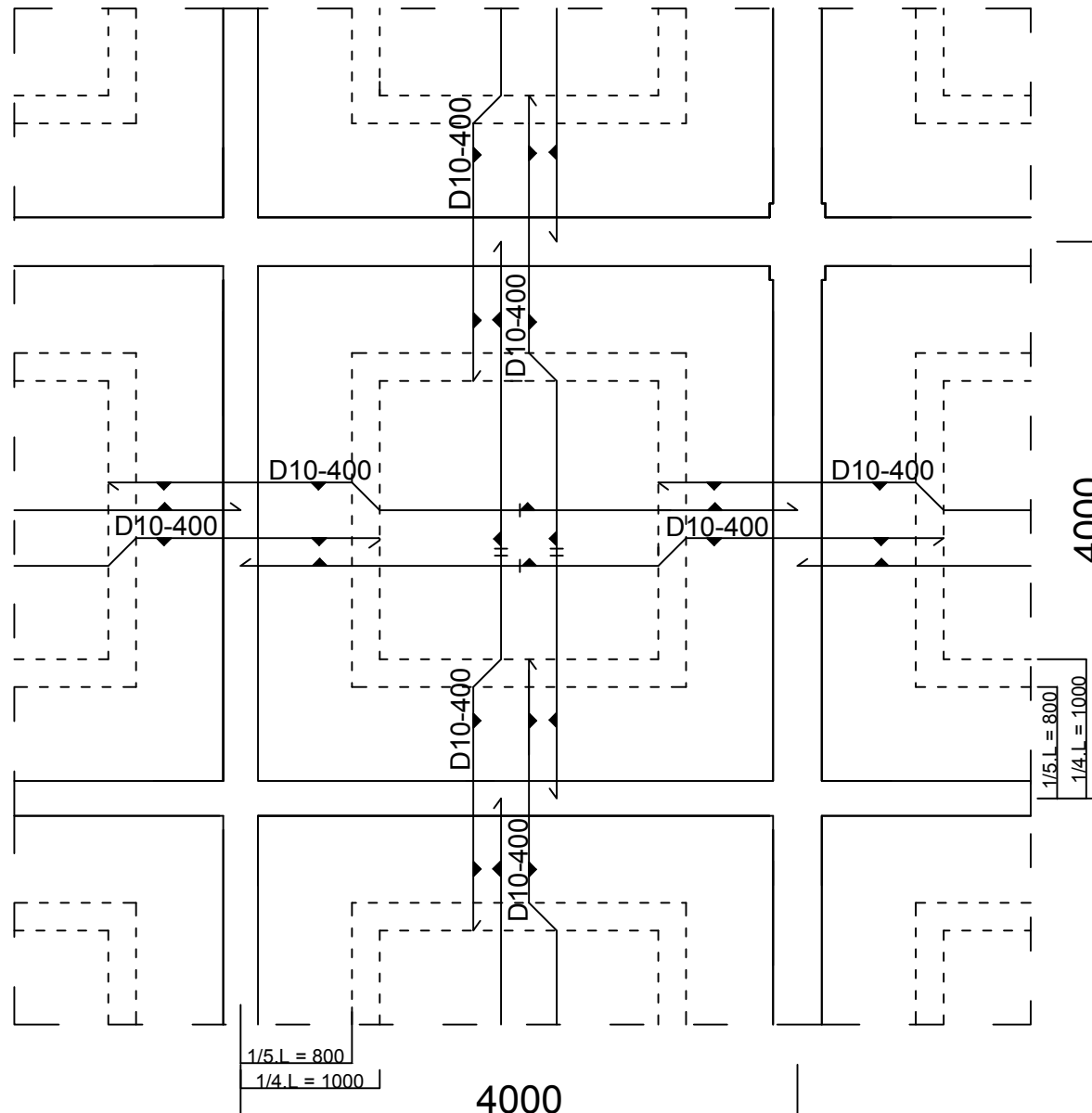
62

Dosen Pembimbing

Prof. Dr. Ir I G.P.Raka
Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D

Nama & Nrp Mahasiswa

Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)

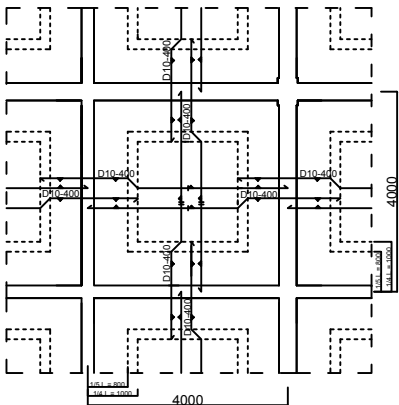
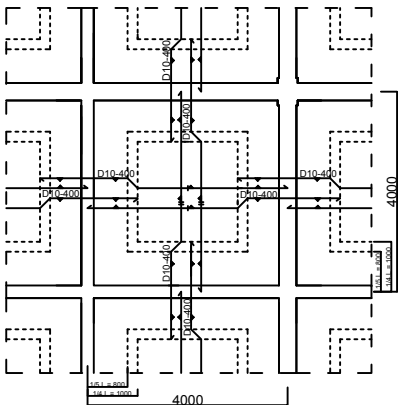
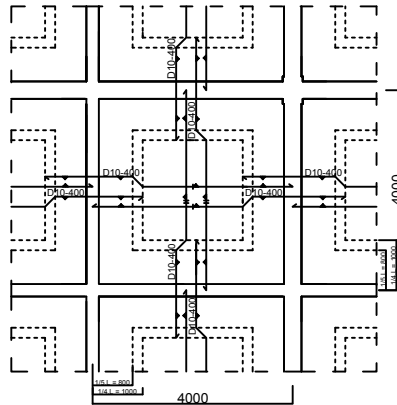


NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$

 **DETAIL PENULANGAN PELAT LANTAI**
 SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml.Lembar	Dosen Pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
	Tugas Akhir	Detail Penulangan Pelat Lantai	1 : 50	38	62	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D	Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)

LOKASI PELAT	ATAP DAN RUANG MESIN		LANTAI RUMAH SAKIT DAN HOTEL		LANTAI MALL	
TAMPAK ATAS						
TYPE	A,B,C,D		A,B,C,D		A,B,C	
LOKASI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
TULANGAN ARAH X	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 200
TULANGAN ARAH Y	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 200

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f_c = 40 \text{ MPa}$



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas

Tugas Akhir

Nama Gambar

Penulangan Pelat Lantai

Skala

1 : 150

No. Lembar

39

Jml.Lembar

62

Dosen Pembimbing

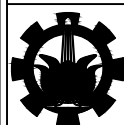
Prof. Dr. Ir I G.P.Raka
 Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D

Nama & Nrp Mahasiswa

Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)

LOKASI PELAT	LANTAI MALL		LANTAI BASEMENT		LANTAI BALLROOM	
PENAMPANG						
TYPE	D		A,B,C,D		D	
LOKASI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
TULANGAN ARAH X	D10 - 125	D10 - 125	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 125	D10 - 125
TULANGAN ARAH Y	D10 - 150	D10 - 150	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 200

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f_c = 40 \text{ MPa}$



JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas

Tugas Akhir

Nama Gambar

Penulangan Pelat Lantai

Skala

1 : 150

No. Lembar

40

Jml.Lembar

62

Dosen pembimbing

Prof. Dr. Ir I G.P.Raka
 Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D

Nama & Nrp Mahasiswa

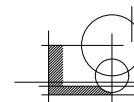
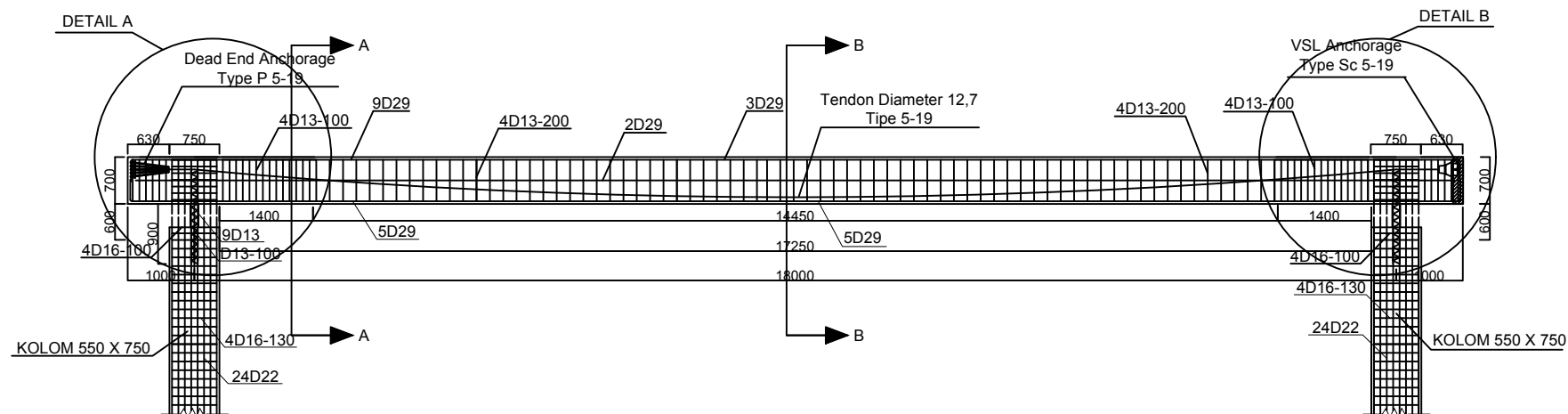
Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)

TIPE	BALOK ANAK ATAP			BALOK ANAK LANTAI HOTEL DAN RUMAH SAKIT			BALOK ANAK LANTAI BASEMENT		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG									
DIMENSI	250 X 400			250 x 400			250 x 400		
ATAS	3 D19	2 D19	3 D19	4 D19	2 D19	4 D19	6 D19	2 D19	6 D19
BAWAH	2 D19	3 D19	2 D19	2 D19	3 D19	2 D19	3 D19	4 D19	3 D19
SENGKANG	2D10 - 100	2D10-100	2D10 - 100	2D10 - 100	2D10 - 100	2D10 - 100	2D10 - 100	2D10 - 100	2D10 - 100
TIPE	BALOK ANAK LANTAI BALLROOM			BALOK ANAK LANTAI MALL			BALOK LIFT (PENUMPUN DAN PENGANTUNG)		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG									
DIMENSI	250 X 400			250 X 400			250 x 400		
ATAS	6 D19	3 D19	6 D19	4 D 19	2 D19	4 D19	6 D22	3 D22	6 D22
BAWAH	4 D19	5 D19	4 D19	2 D19	3 D19	2 D19	3 D22	5 D22	3 D22
SENGKANG	2D10 - 100	2D10 - 100	2D10 - 100	2D10 - 100	2D10 - 100	2D10 - 100	2D10 - 150	2D10 - 150	2D10 - 150

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$

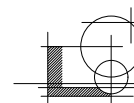
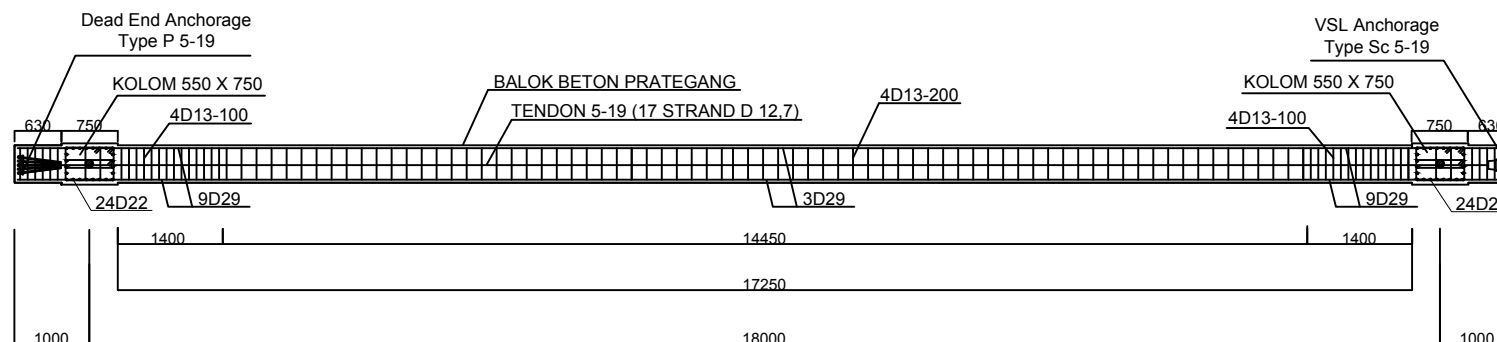
 **DETAIL BALOK ANAK DAN LIFT**
 SKALA 1 : 25





POTONGAN MEMANJANG BALOK PRATEGANG

SKALA 1 : 100



POTONGAN ATAS BALOK PRATEGANG

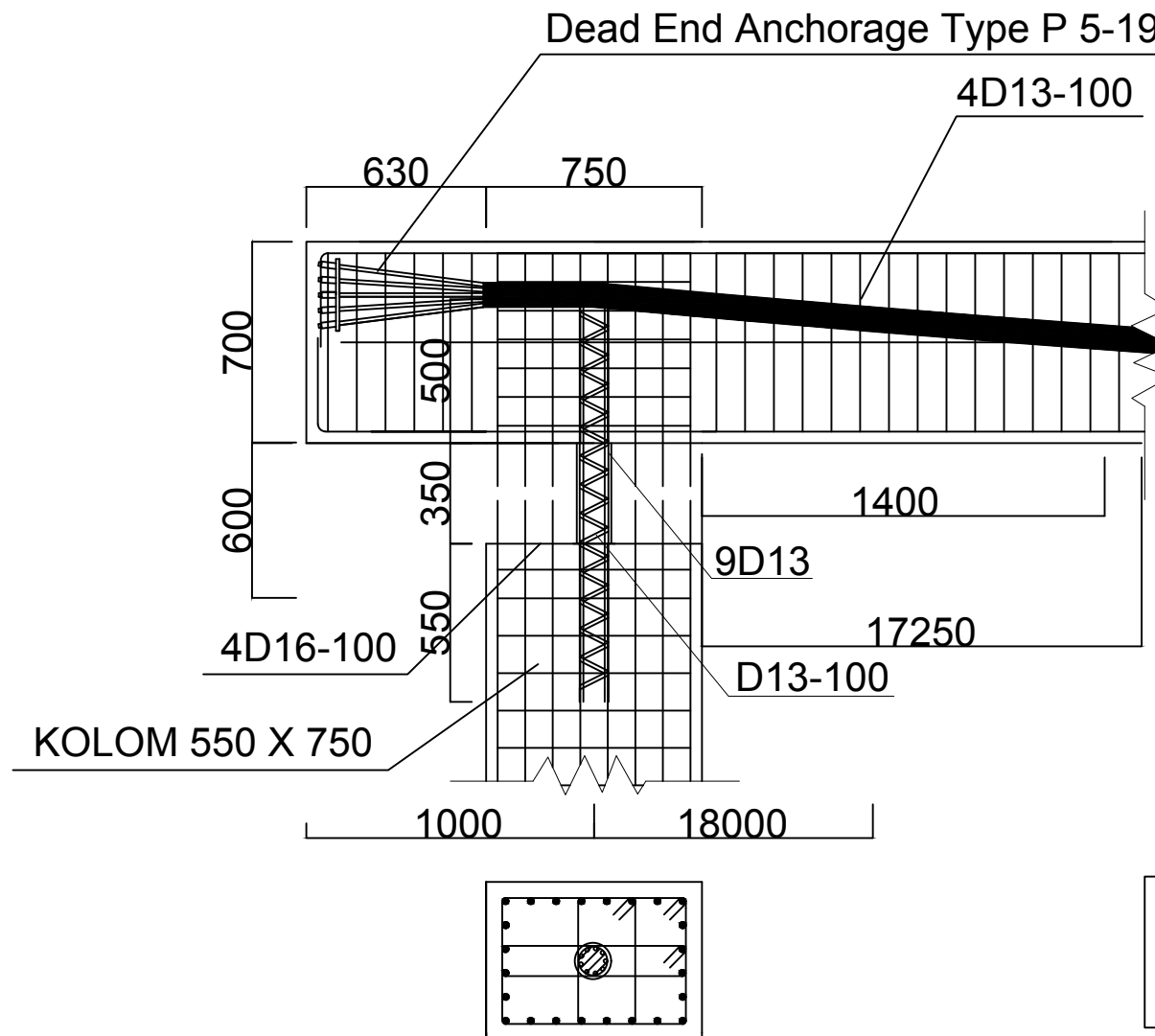
SKALA 1 : 100

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$

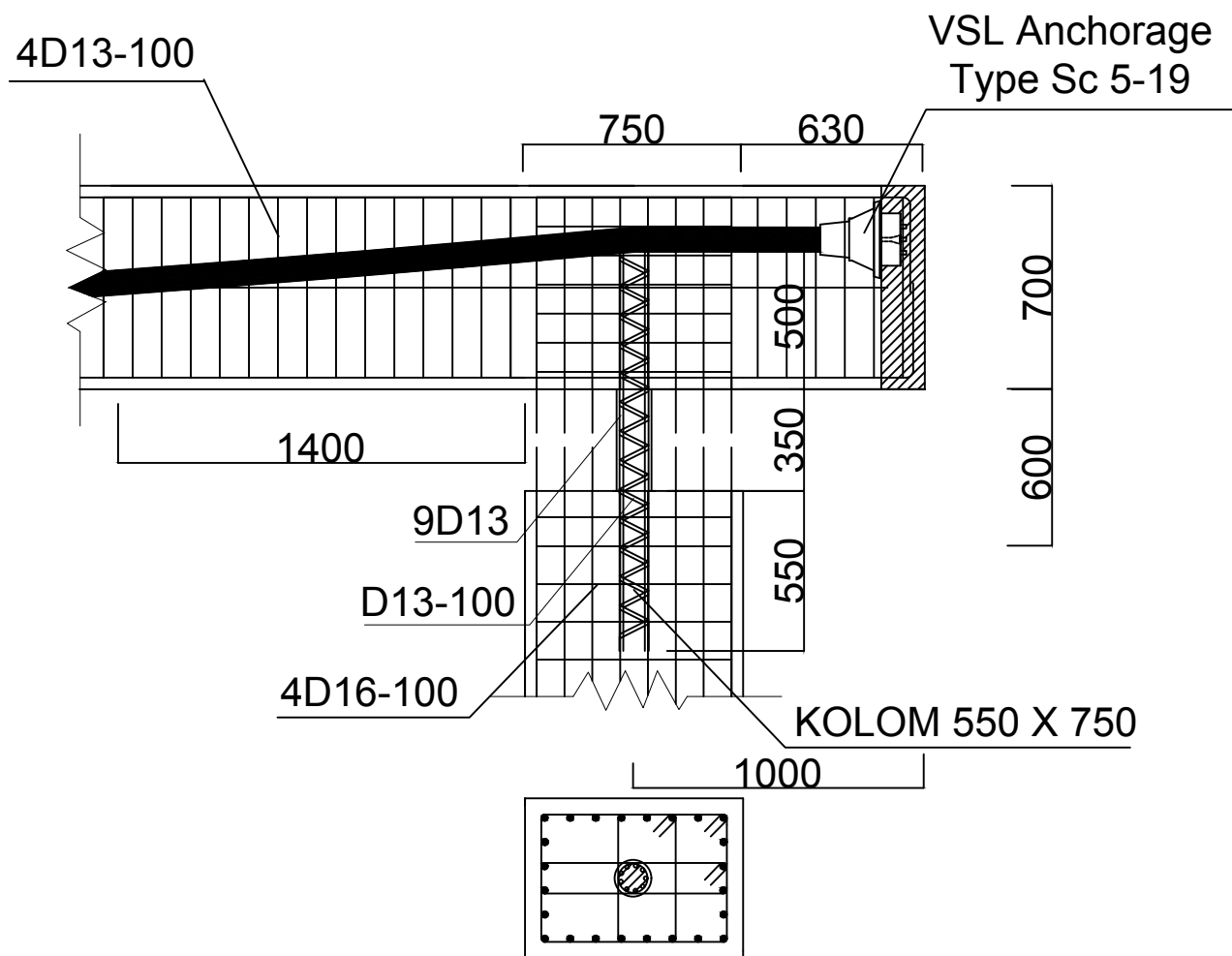
Koordinat

X	0	1500	3000	4500	6000	7500	9000	10500	12000	13500	15000	16500	18000
y	515	388,19	284,44	203,75	146,11	111,53	100	111,53	146,11	203,75	284,44	399,19	515



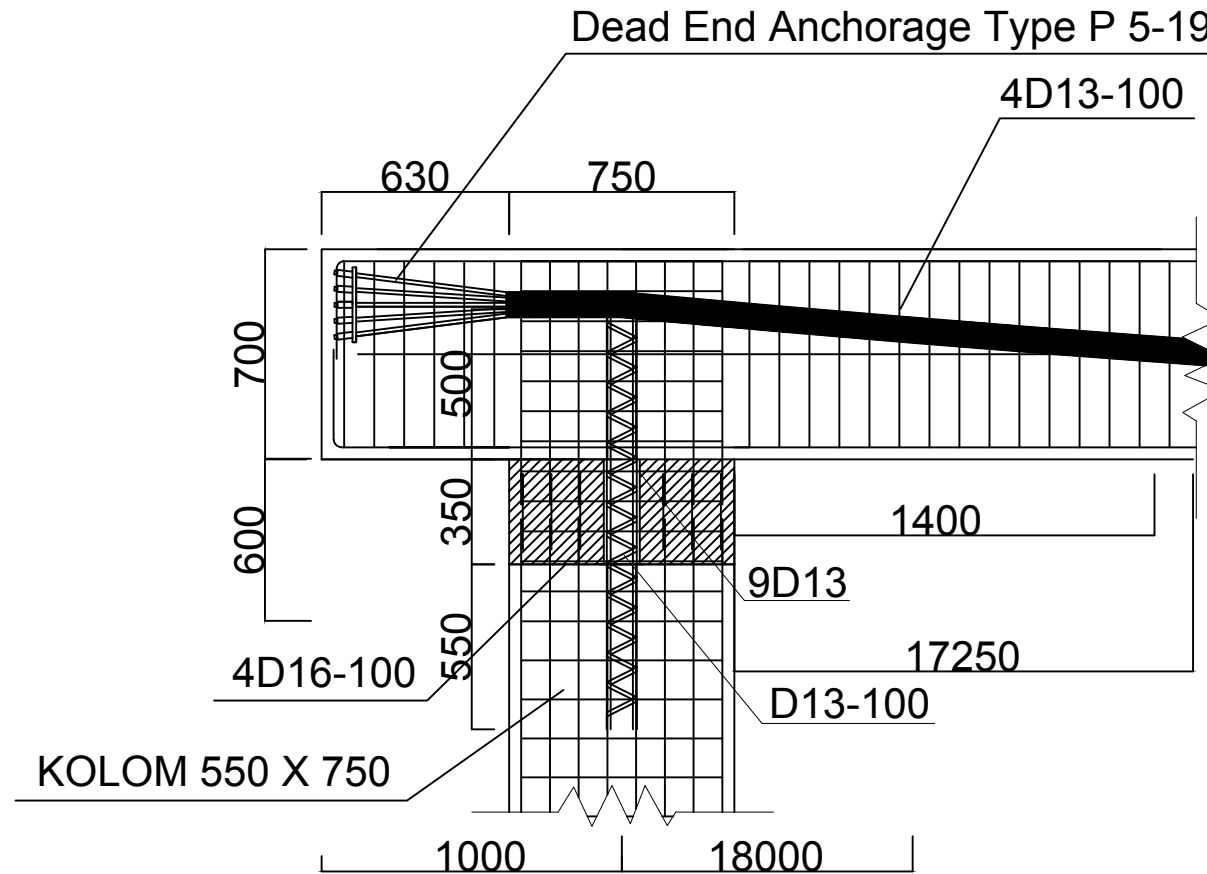


	JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml.Lembar	Dosen Pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
		Tugas Akhir	Detail A	1 : 25	43	62	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D	Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)



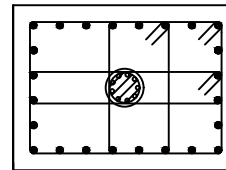
Detail B
 SKALA 1 : 25

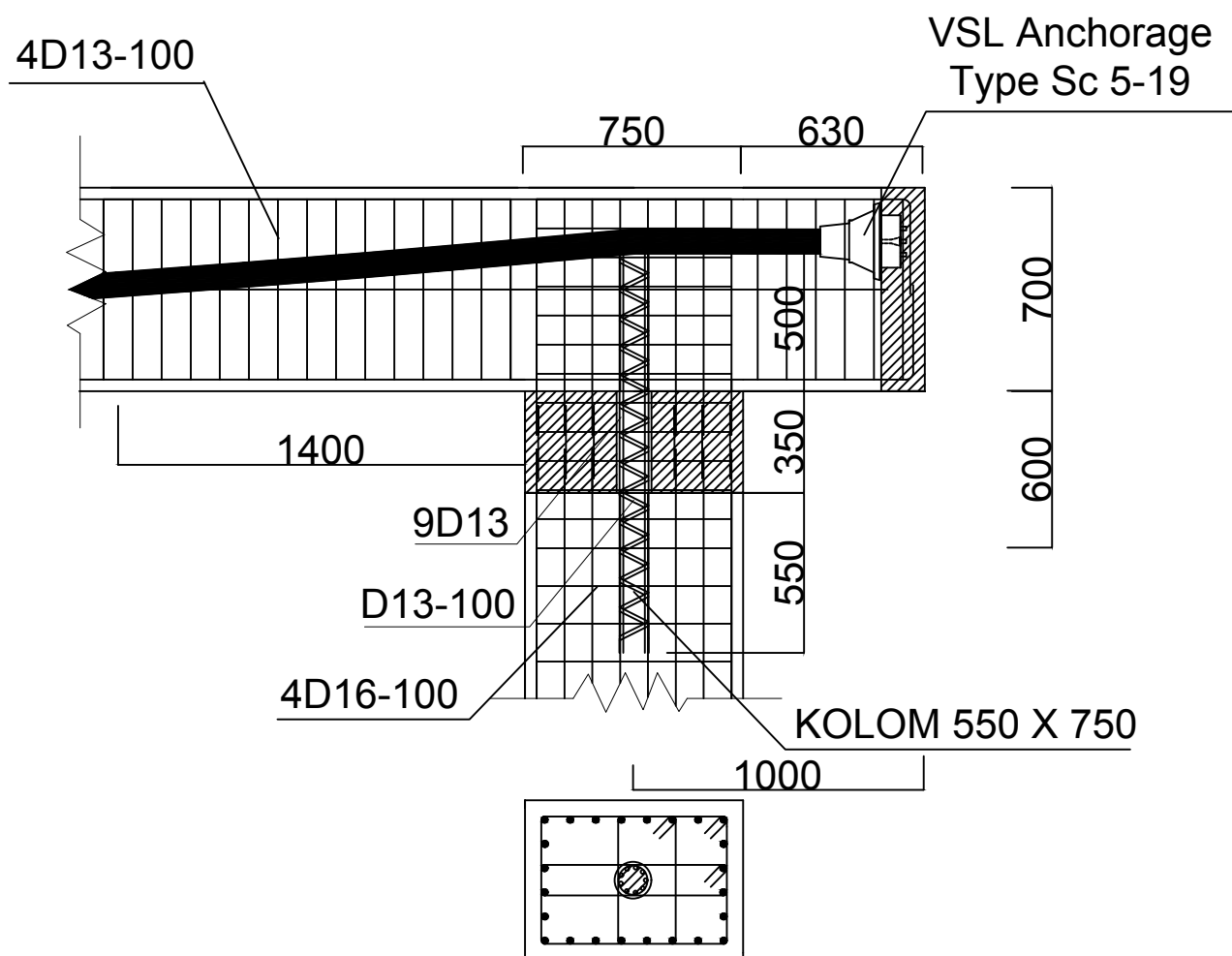




NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f_c = 40 \text{ MPa}$

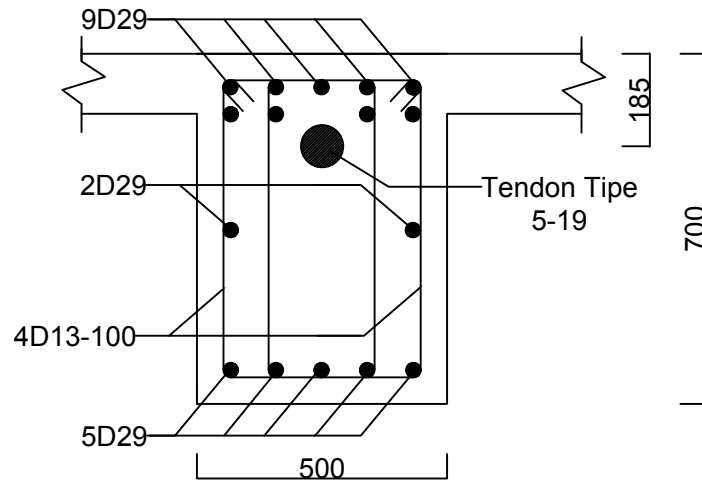
 **Detail A (Setelah Di Grouting)**
 SKALA 1 : 25



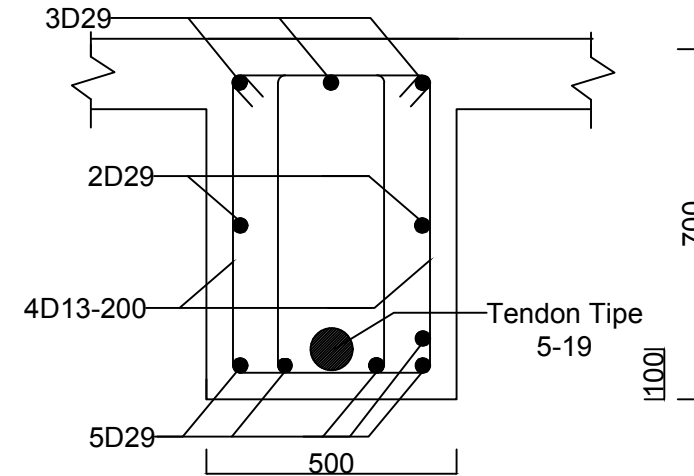


Detail B (Setelah Digrouting)
 SKALA 1 : 25

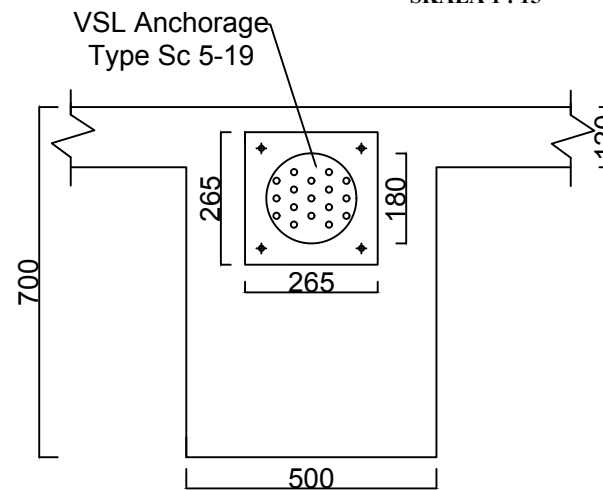




Potongan A-A
SKALA 1 : 15



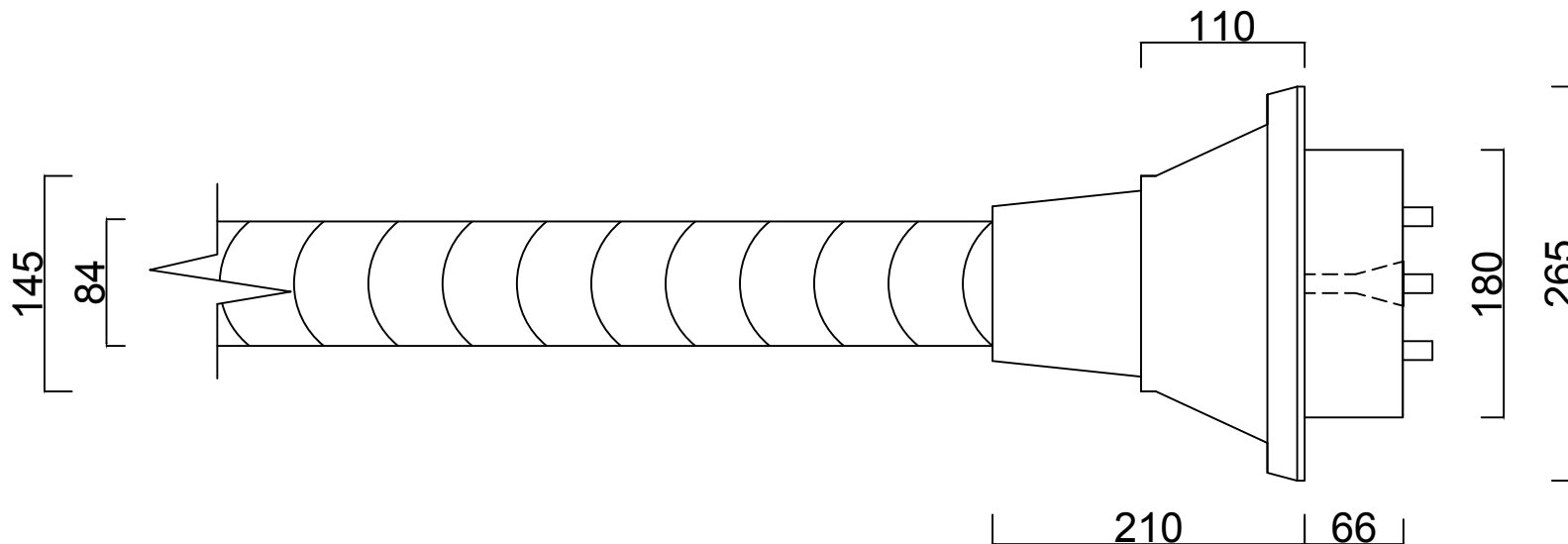
Potongan B-B
SKALA 1 : 15



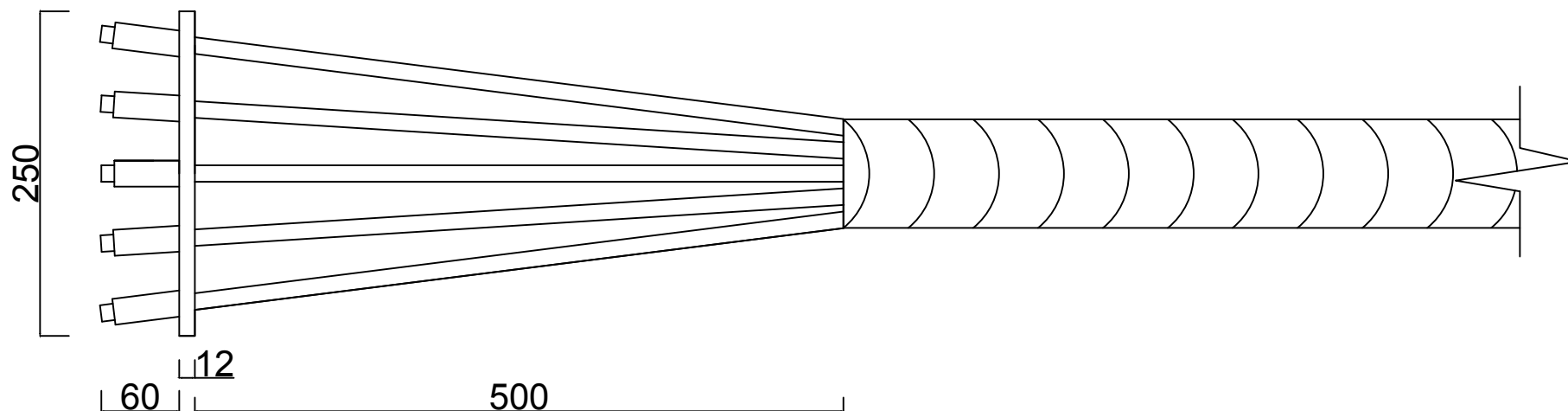
Detail Letak Anchor
SKALA 1 : 15

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f_c = 40 \text{ MPa}$





VSL Anchorage Type Sc 5-19
SKALA 1 : 5



Dead End Anchorage Type P 5-19
SKALA 1 : 5



TIPE	BALOK B1 (INTERIOR)			BALOK B2 (INTERIOR)			BALOK B1 (EKSTERIOR)		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG									
DIMENSI	350 X 500			350 X 500			350 X 500		
ATAS	9 D25	3 D25	9 D25	8 D25	3 D25	8 D25	6 D25	3 D25	6 D25
BAWAH	5 D25	3 D25	5 D25	6 D25	3 D25	6 D25	3 D25	3 D25	3 D25
SENGKANG	4D13 - 150	2D13 - 200	4D13 - 150	4D13 - 150	2D13 - 200	4D13 - 150	4D13 - 150	2D13 - 200	4D13 - 150
SAMPING	2 D25			2 D25			2 D25		
TIPE	BALOK B2 (EKSTERIOR)			BALOK B3 (EKSTERIOR)			BALOK B10 (DEKAT SHEARWALL)		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG									
DIMENSI	350 X 500			350 X 500			350 X 650		
ATAS	5 D25	3 D25	5 D25	5 D25	3 D25	5 D25	5 D25	2 D25	5 D25
BAWAH	4 D25	3 D25	4 D25	4 D25	3 D25	4 D25	5 D25	2 D25	5 D25
SENGKANG	4D13 - 150	2D13 - 200	4D13 - 150	4D13 - 150	2D13 - 200	4D13 - 150	4D13 - 150	2D13 - 200	4D13 - 150
SAMPING	2 D25			2 D25			2 D25		
TIPE	BALOK B5			BALOK B11			BALOK B11		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG									
DIMENSI	350 X 500			350 X 500			350 X 500		
ATAS	8 D25	2 D25	8 D25	6 D25	2 D25	6 D25	6 D25	2 D25	6 D25
BAWAH	7 D25	2 D25	7 D25	5 D25	2 D25	5 D25	5 D25	2 D25	5 D25
SENGKANG	4D13 - 150	2D13 - 200	4D13 - 150	4D13 - 150	2D13 - 200	4D13 - 150	4D13 - 150	2D13 - 200	4D13 - 150
SAMPING	2 D25			2 D25			2 D25		

DETAIL BALOK INDUK
SKALA 1 : 30

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas
Tugas Akhir

Nama Gambar
Detail Balok Induk

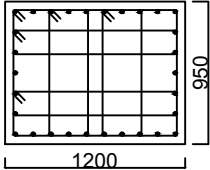
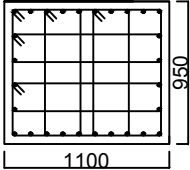
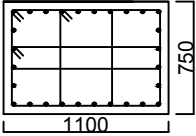
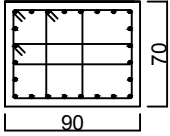
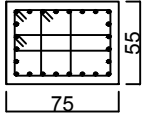
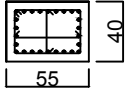
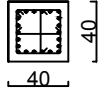
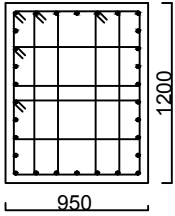
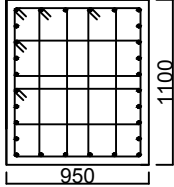
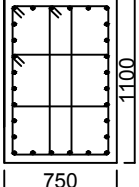
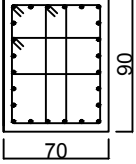
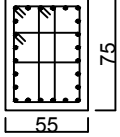
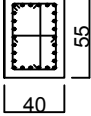
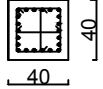
Skala
1 : 30

No. Lembar
49

Jml.Lembar
62

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir I G.P.Raka
Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D

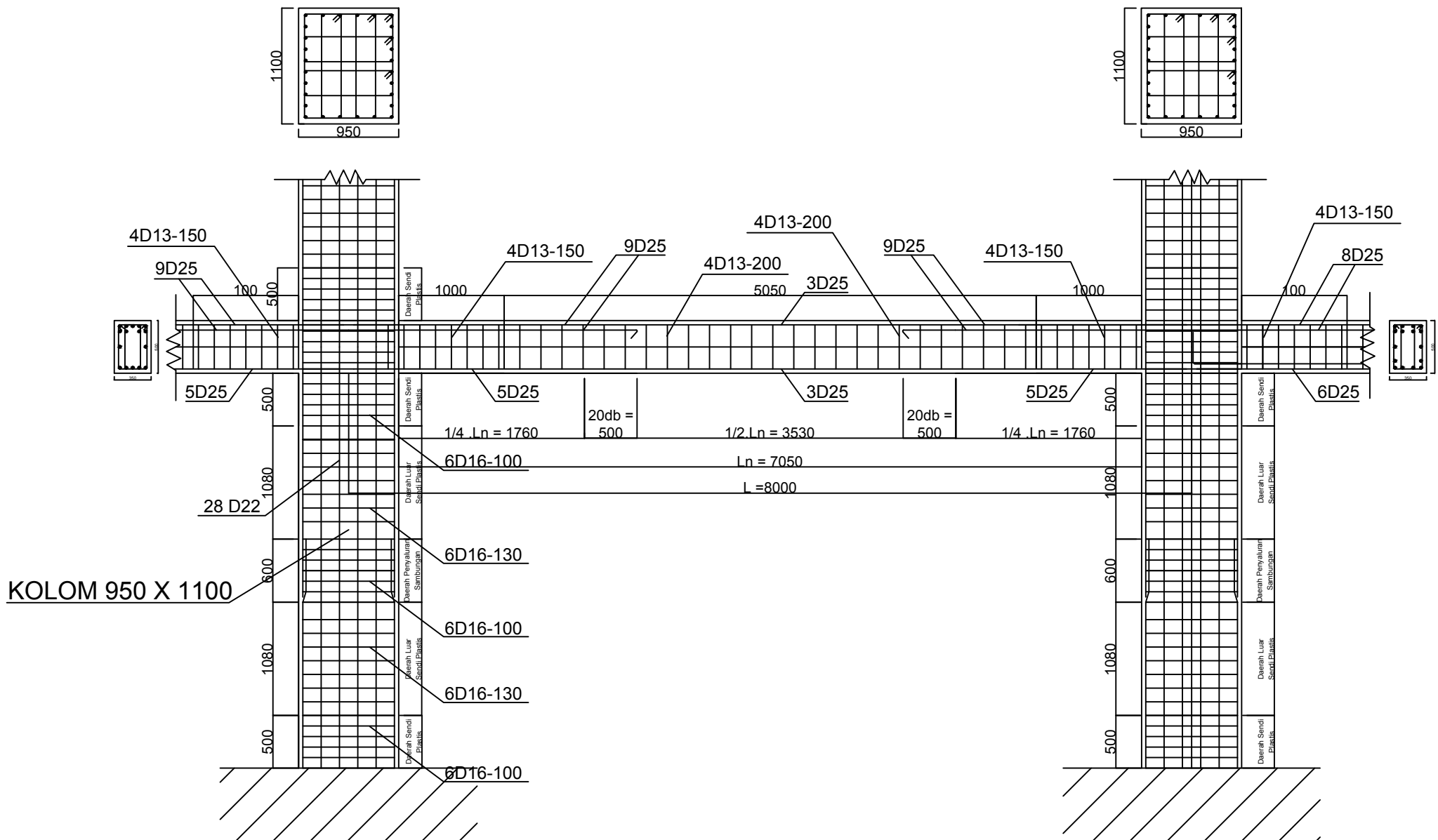
Nama & Nrp Mahasiswa
Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)

LOKASI	KOLOM 1 (BS 1-3)	KOLOM 2 (LT 1-5)	KOLOM 3 (LT 6-10)	KOLOM 4 (LT 11-15)	KOLOM 5 (LT 16-20)	KOLOM 6 (LT 21-25)	KOLOM 7 (R.MESIN)
PENAMPANG							
DIMENSI	1200 x 950	1100 X 950	1100 X 750	900 X 700	750 X 550	550 X 400	400 X 400
TULANGAN UTAMA	30 D22	28 D22	28 D22	24 D22	24 D22	26 D19	22 D19
SENGKANG DEKAT HBK	6D16 - 100	6D16 - 100	4D16 - 100	4D16 - 100	4D16 - 100	3D16 - 100	3D16 - 100
SENGKANG LUAR HBK	6D16 - 130	6D16 - 130	4D16 - 130	4D16 - 130	4D16 - 130	3D16 - 130	3D16 - 130
LOKASI	KOLOM 1 (BS 1-3)	KOLOM 2 (LT 1-5)	KOLOM 3 (LT 6-10)	KOLOM 4 (LT 11-15)	KOLOM 5 (LT 16-20)	KOLOM 6 (LT 21-25)	KOLOM 7 (R.MESIN)
PENAMPANG							
DIMENSI	1200 x 950	1100 X 950	1100 X 750	900 X 700	750 X 550	550 X 400	400 X 400
TULANGAN UTAMA	30 D22	28 D22	28 D22	24 D22	24 D22	26 D19	22 D19
SENGKANG DEKAT HBK	6D16 - 100	6D16 - 100	4D16 - 100	4D16 - 100	4D16 - 100	3D16 - 100	3D16 - 100
SENGKANG LUAR HBK	6D16 - 130	6D16 - 130	4D16 - 130	4D16 - 130	4D16 - 130	3D16 - 130	3D16 - 130



NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$

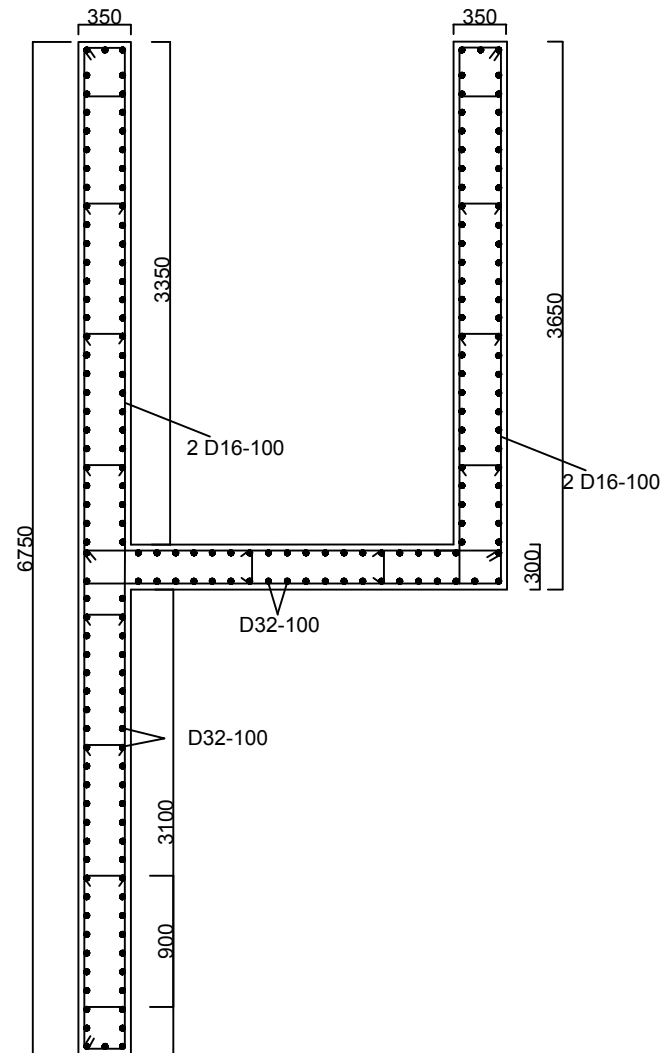




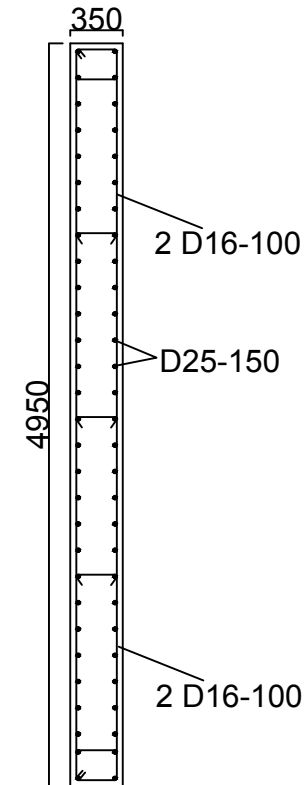
PENULANGAN BALOK KOLOM
SKALA 1 : 50

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$





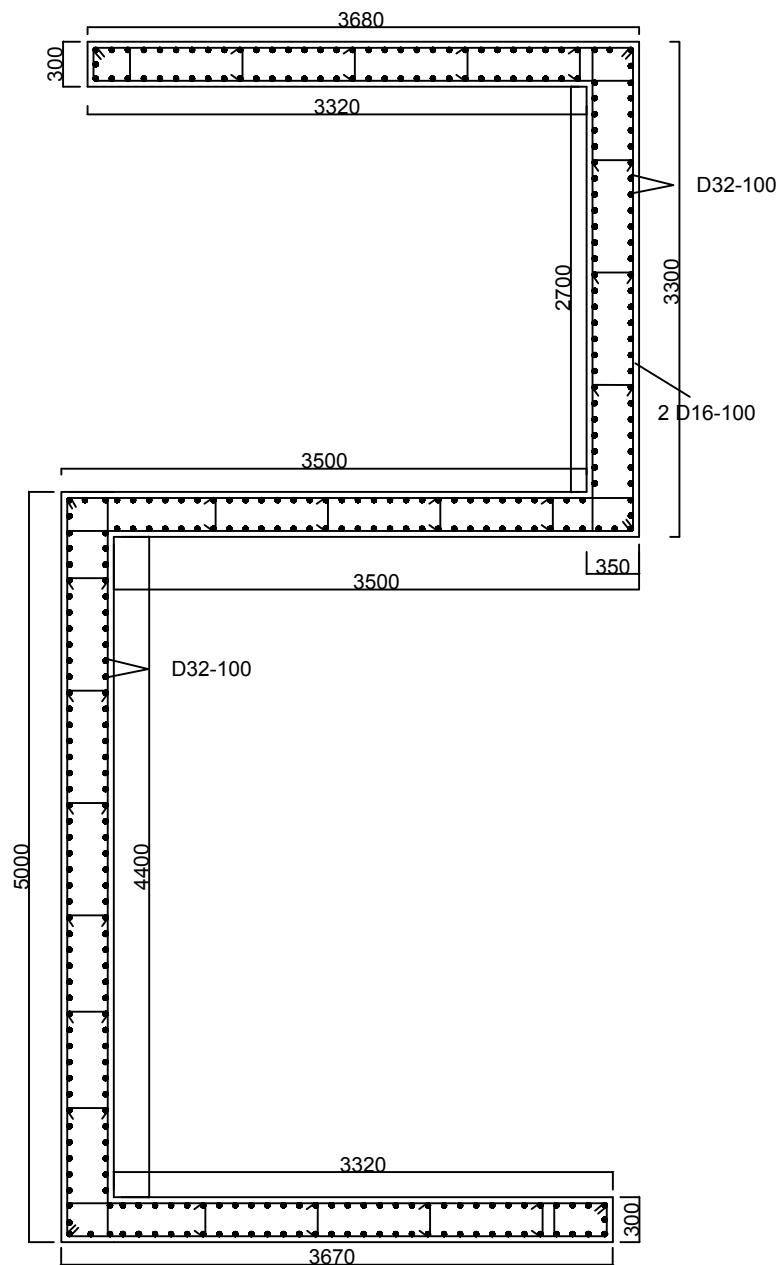
NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f_c = 40 \text{ MPa}$



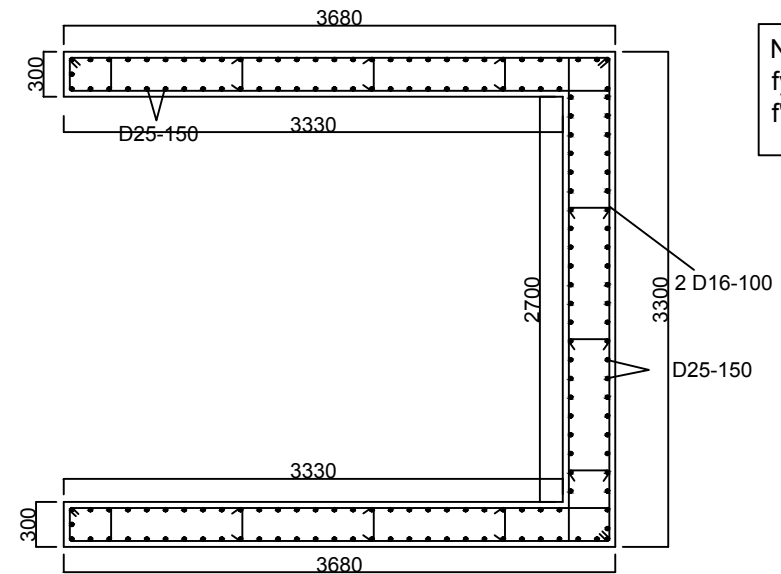
 **Penulangan Shearwall Type 1**
 SKALA 1 : 50

 **Penulangan Shearwall Type 2**
 SKALA 1 : 50



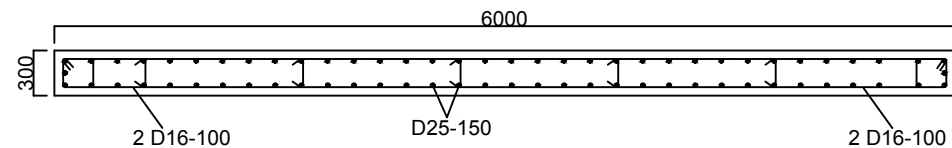


Penulangan Shearwall Type 3
SKALA 1 : 50

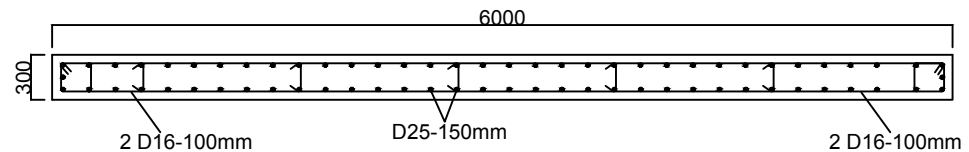


NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$

Penulangan Shearwall Type 4
SKALA 1 : 50

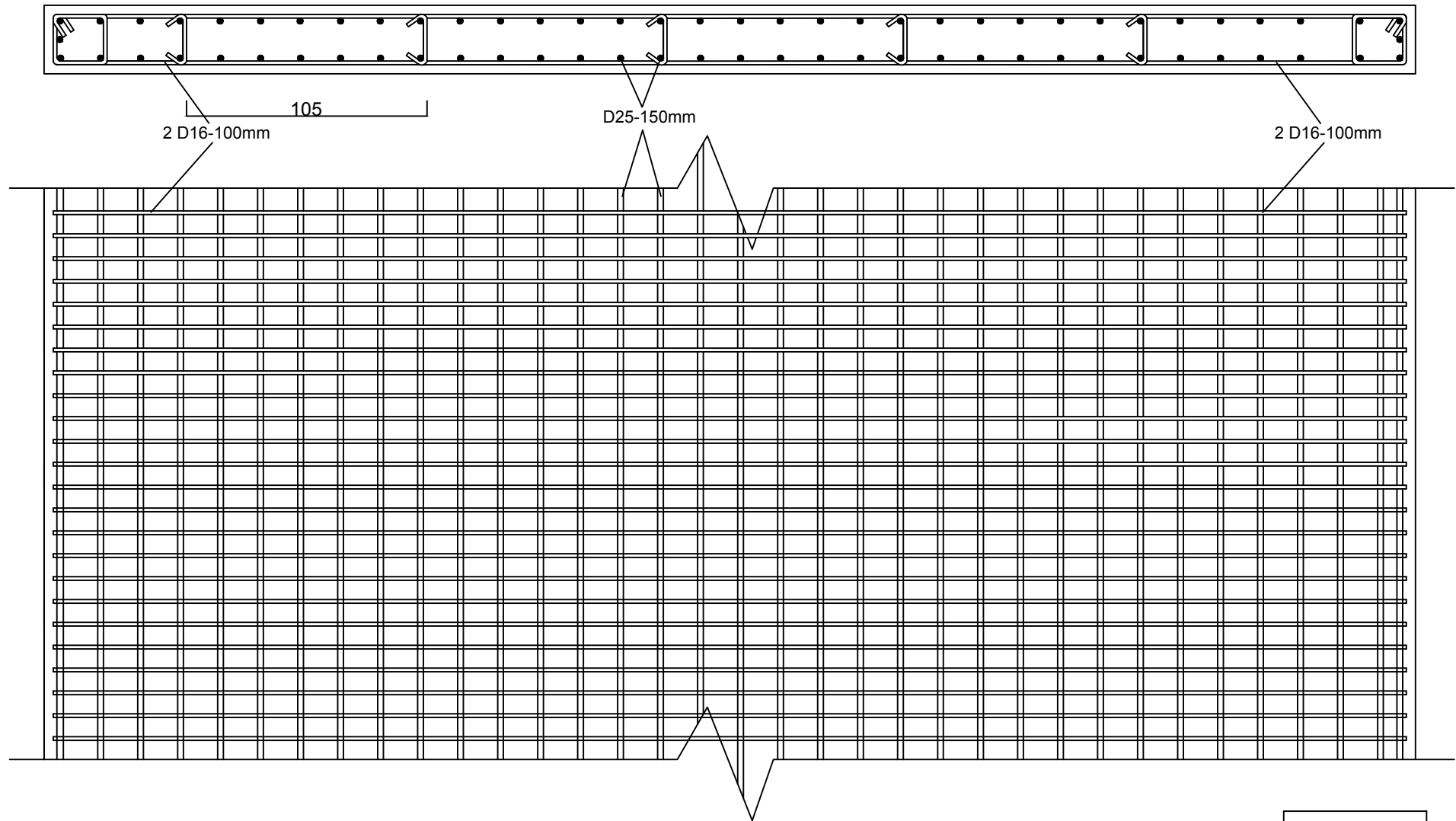


Penulangan Shearwall Type 5
SKALA 1 : 50




Penulangan Shearwall Type 6
SKALA 1 : 50

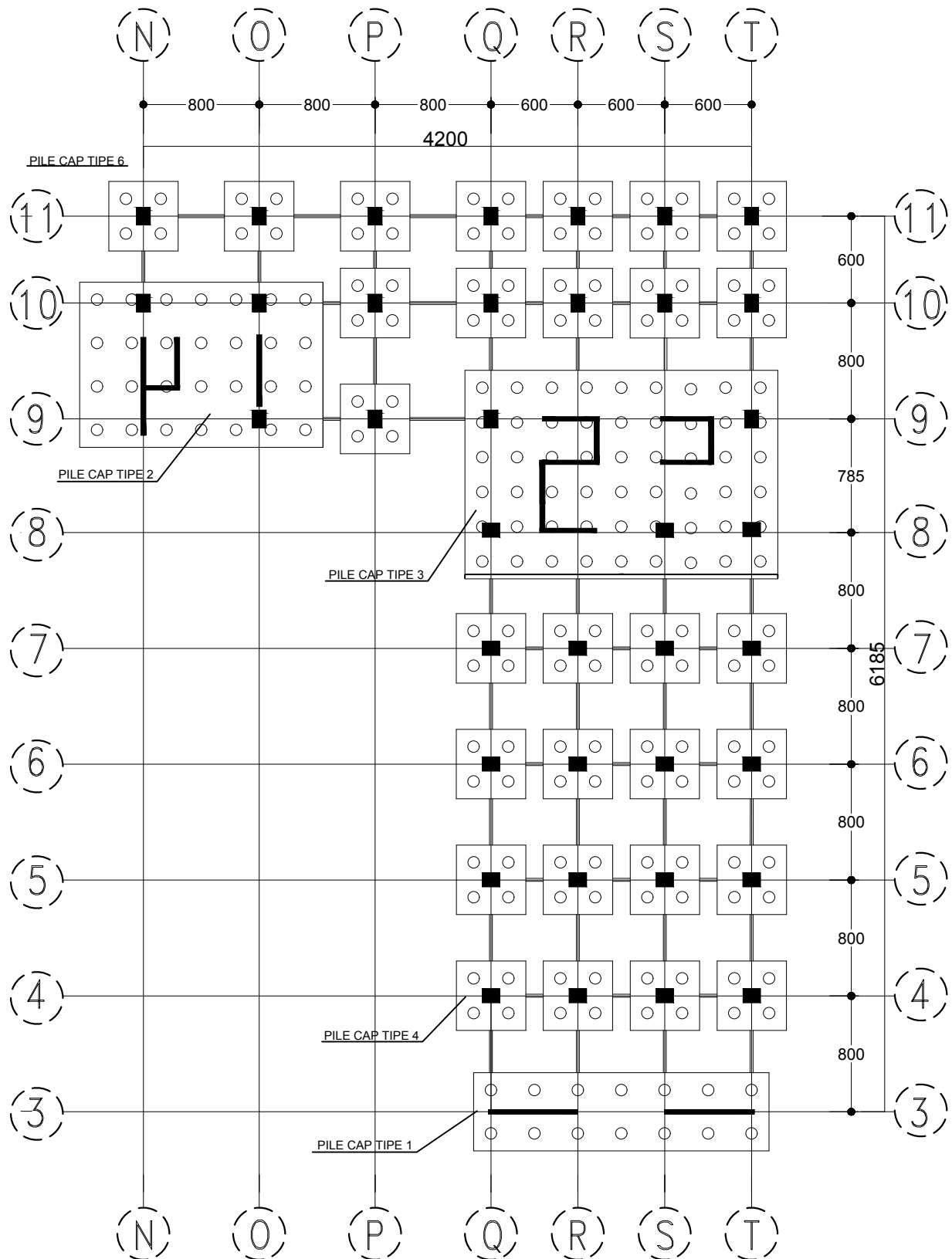





NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$

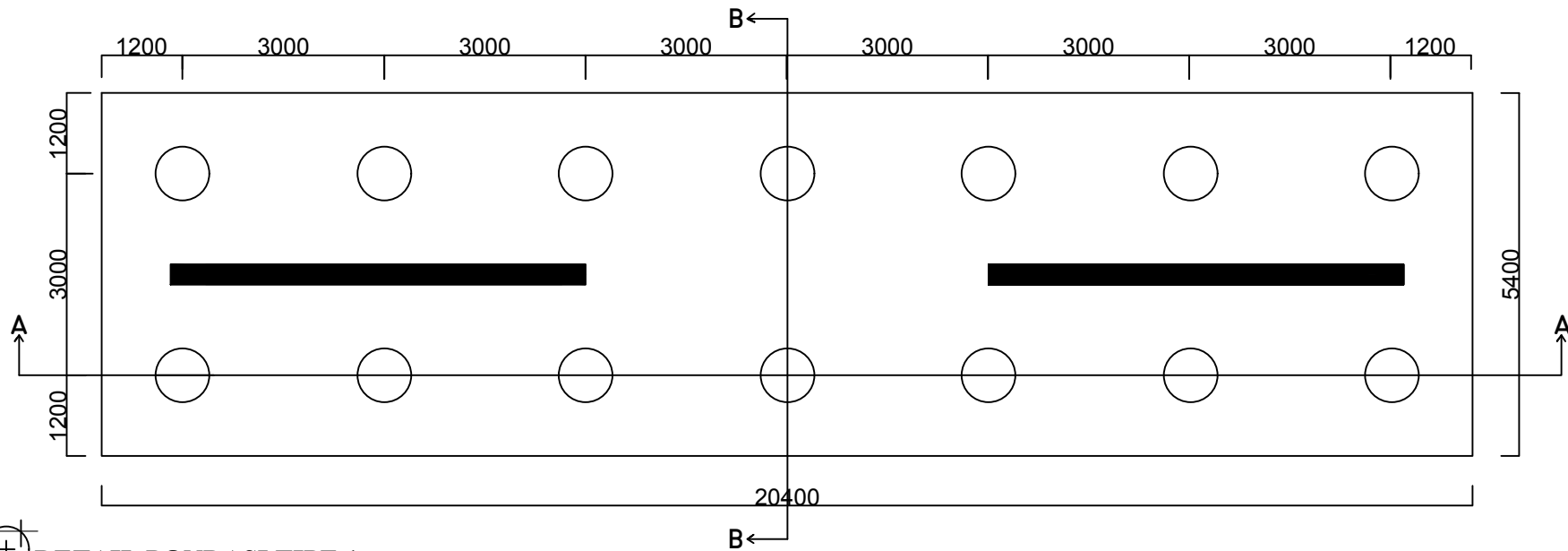
 **Detail Shear Wall Type 6**
 SKALA 1 : 25

	JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml.Lembar	Dosen Pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
		Tugas Akhir	Detail Penulangan Shearwall Tipe 6	1 : 25	54	62	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D	Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)

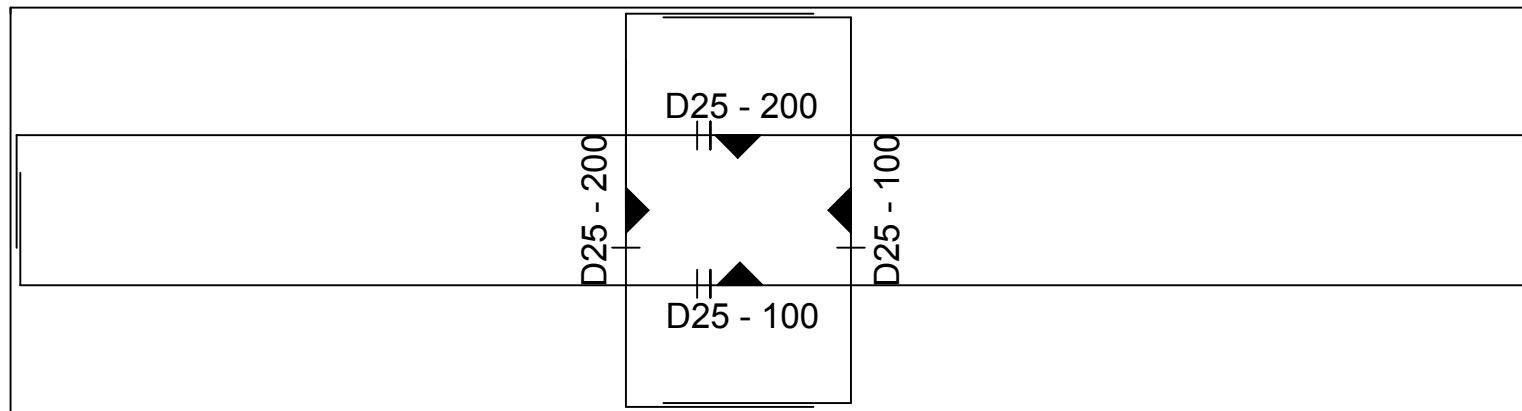


 **DENAH PONDASI**
SKALA 1 : 400

	JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml. Lembar	Dosen Pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
		Tugas Akhir	Denah Pondasi	1 : 400	55	62	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D	Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)



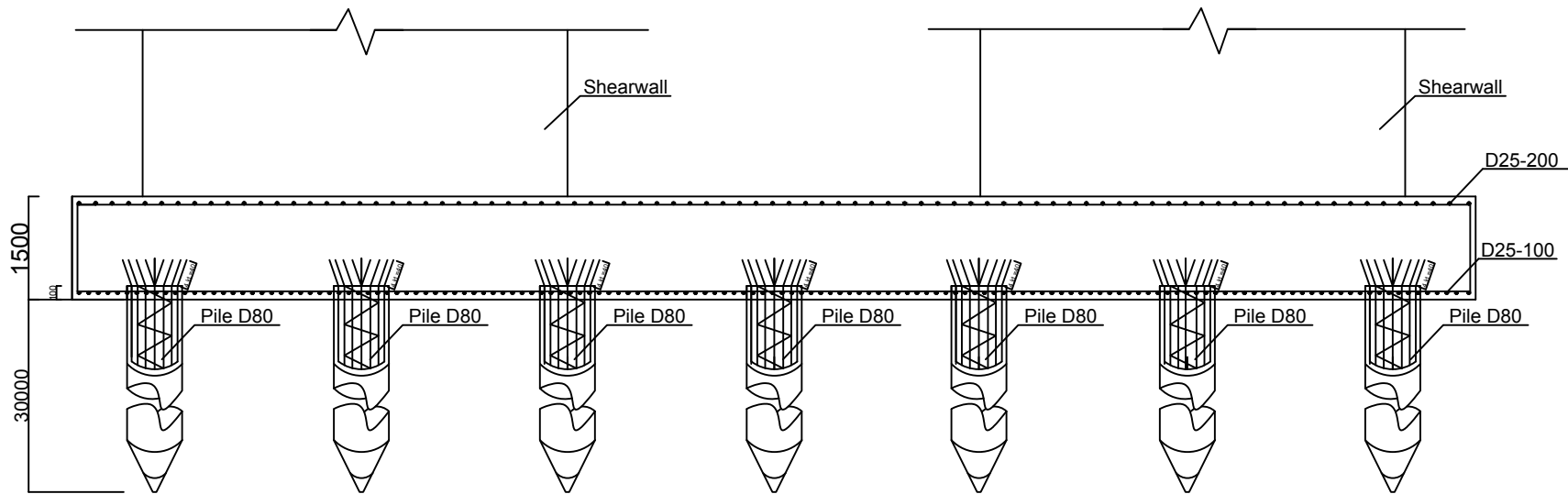
DETAIL PONDASI TIPE 1
SKALA 1 : 100



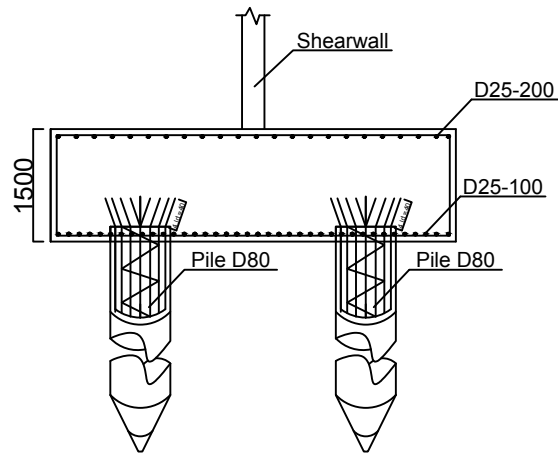
DETAIL PENULANGAN POER TIPE 1
SKALA 1 : 100

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$





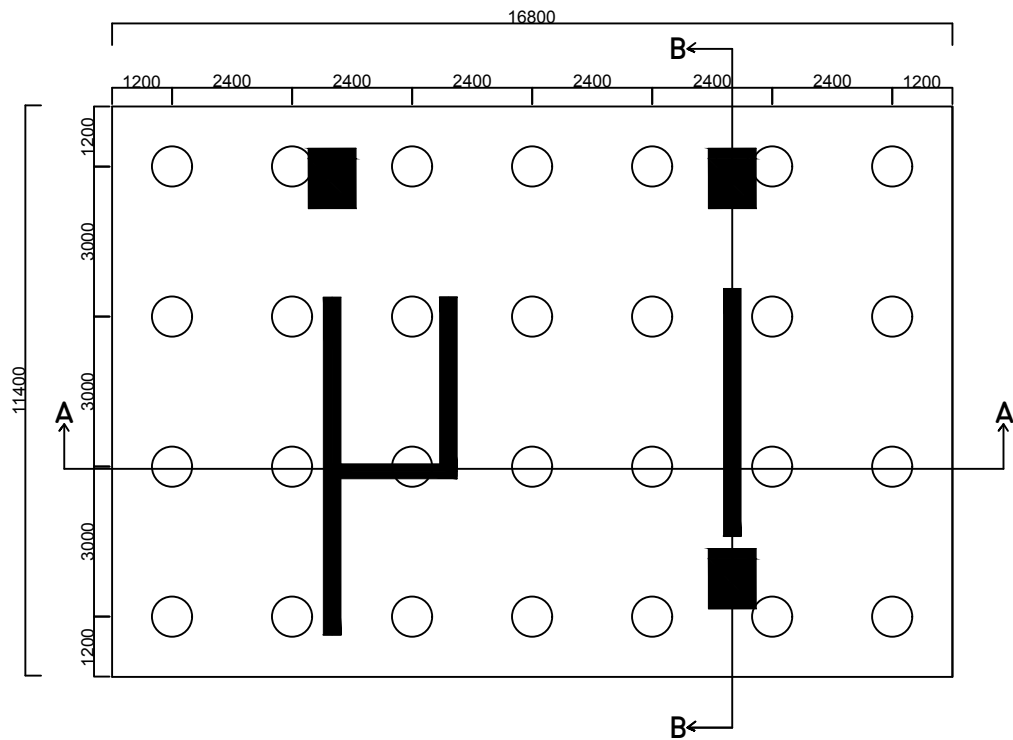
POTONGAN A POER TIPE 1
SKALA 1 : 100



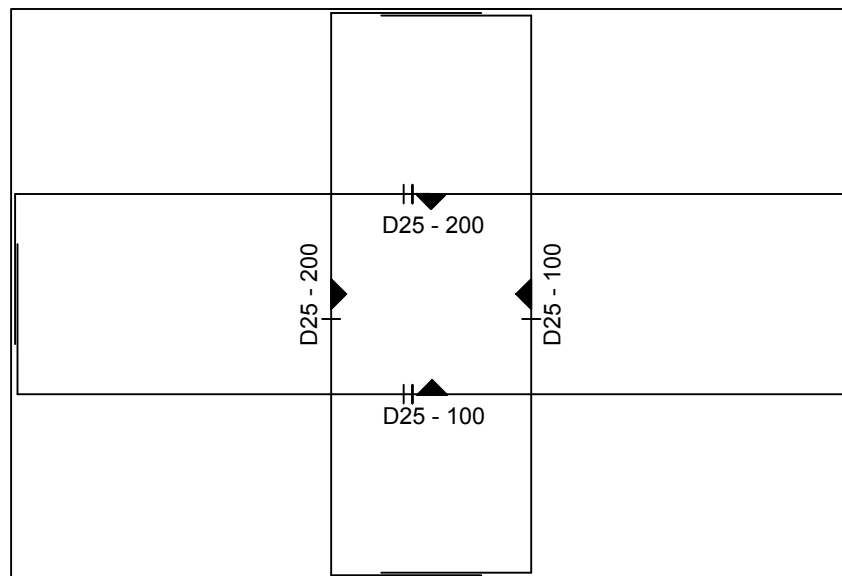
POTONGAN B POER TIPE 1
SKALA 1 : 100

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$





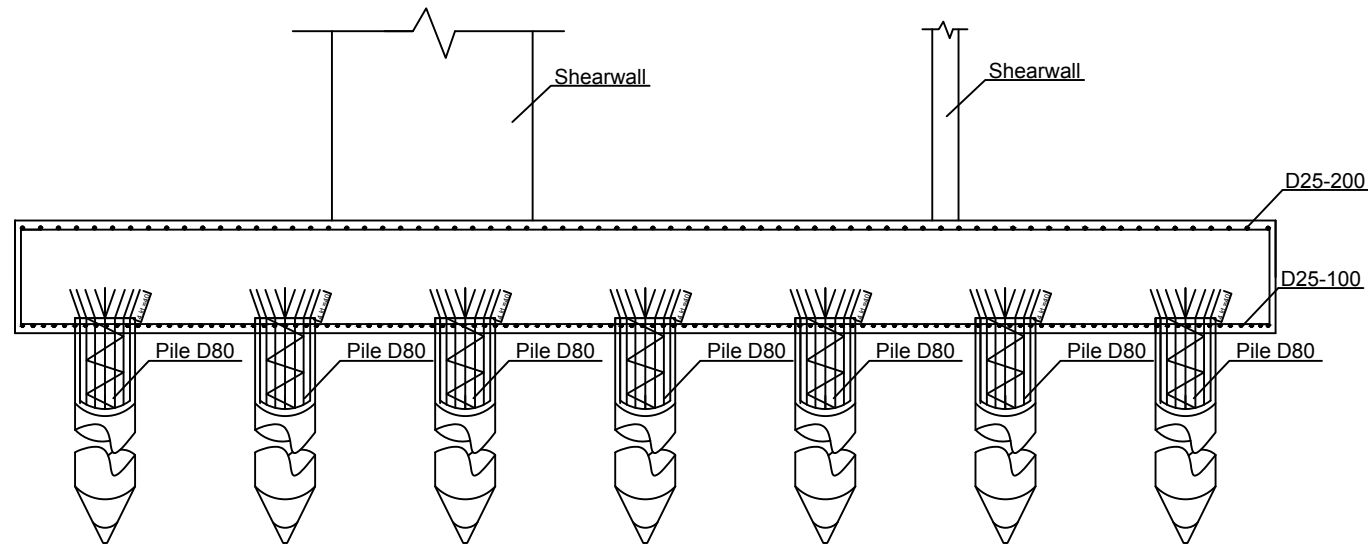
DETAIL PONDASI TIPE 2
SKALA 1 : 150



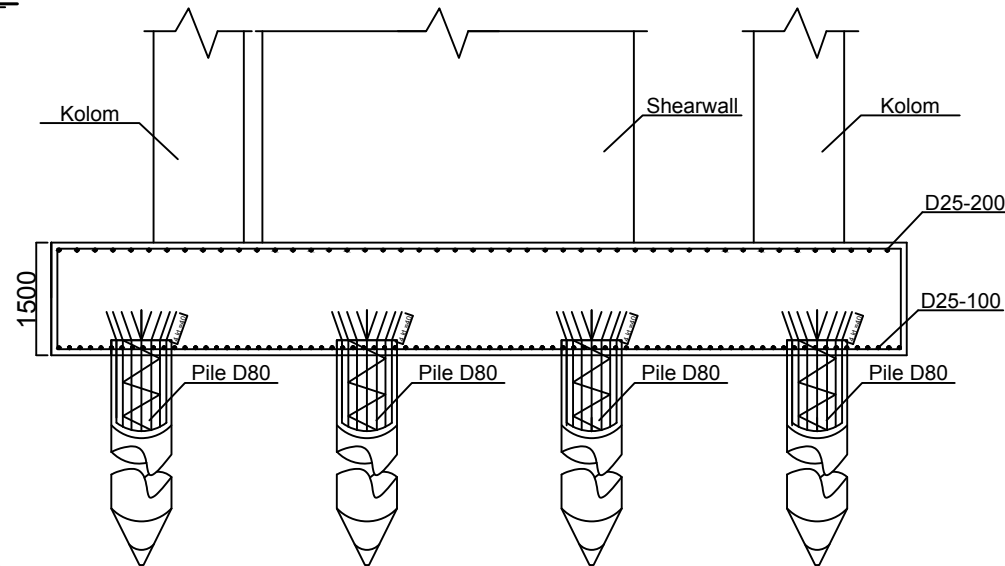
DETAIL PENULANGAN POER TIPE 2
SKALA 1 : 150

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$





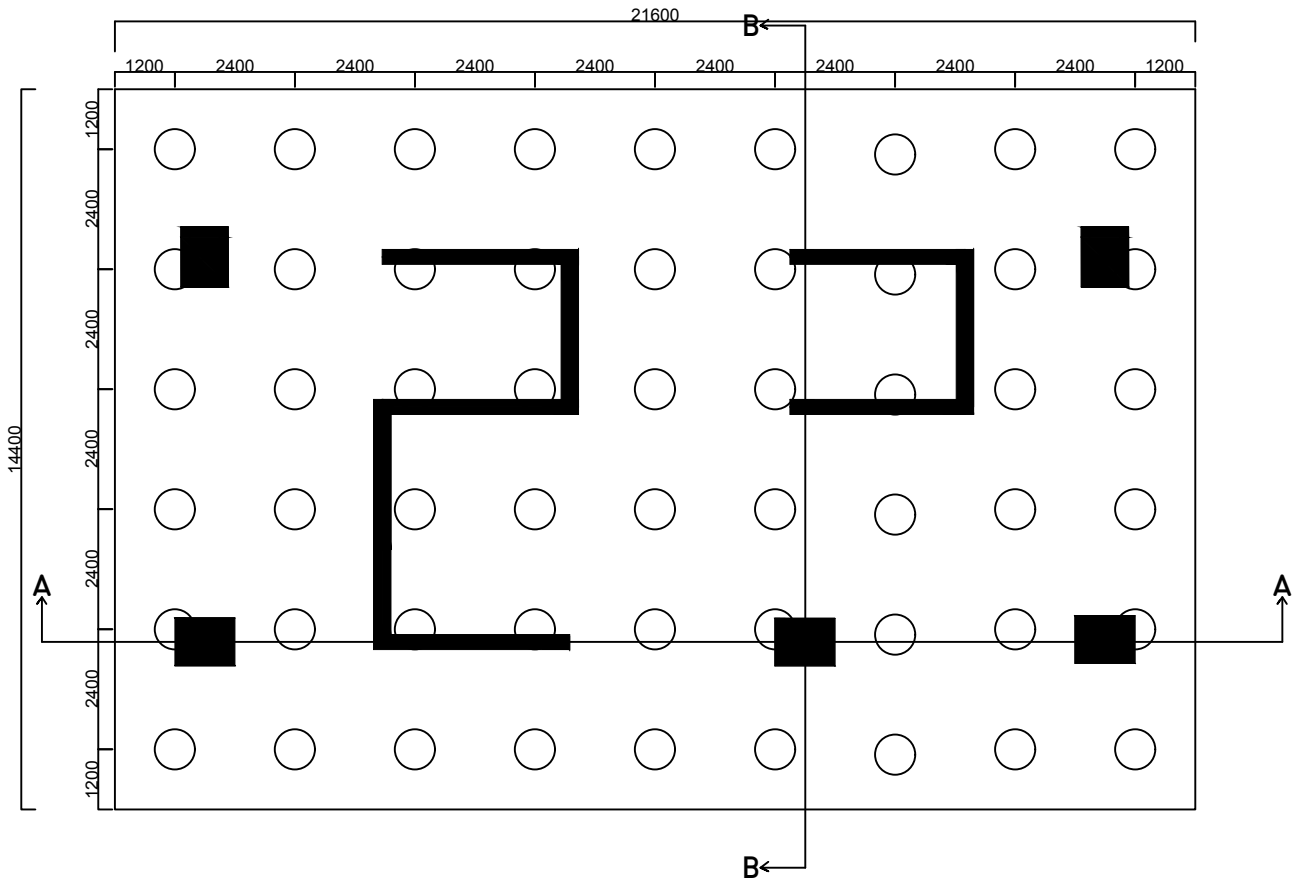
POTONGAN A POER TIPE 2
SKALA 1 : 100



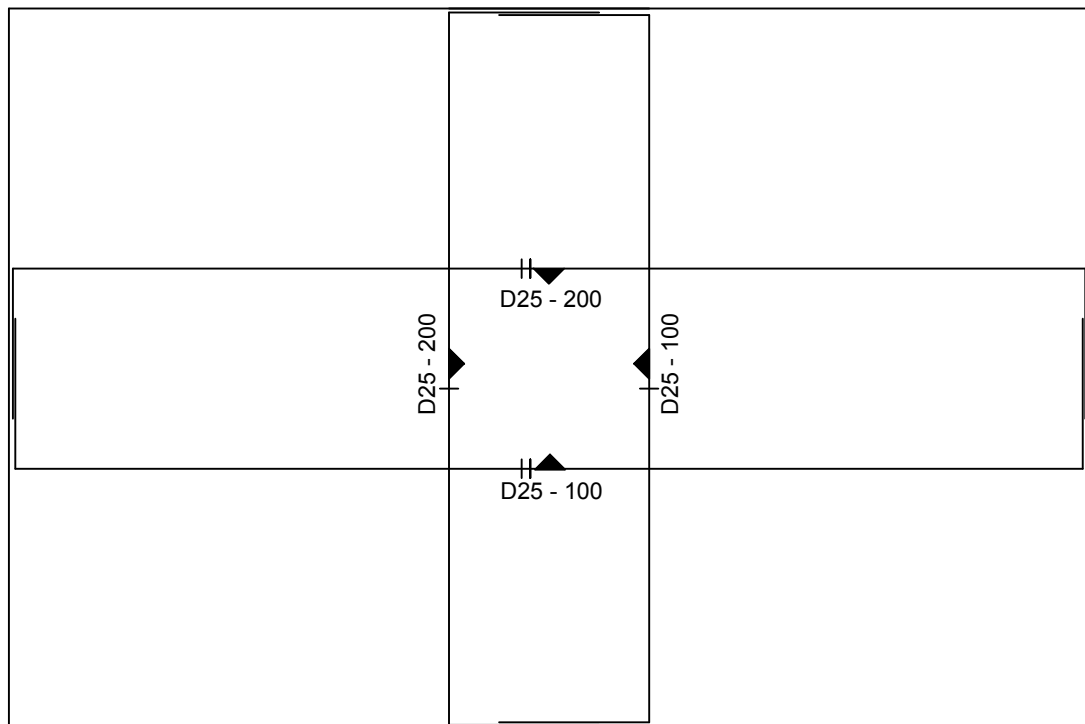
POTONGAN B POER TIPE 2
SKALA 1 : 100

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$





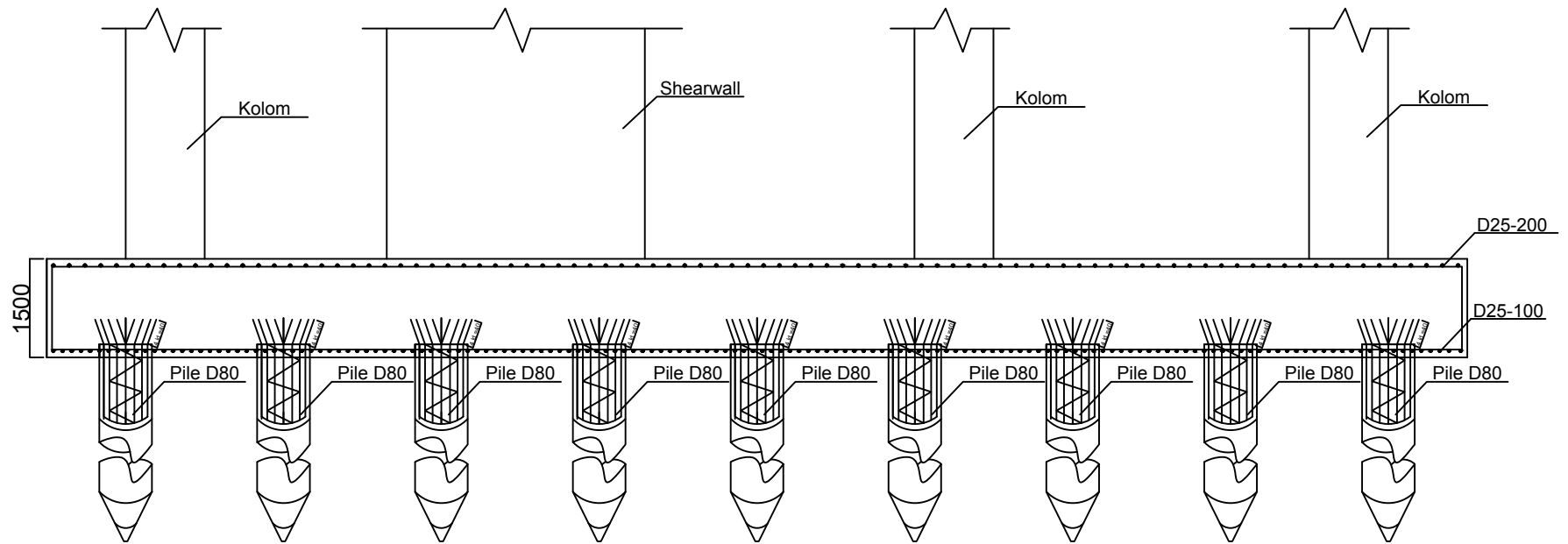
 **DETAIL PONDASI TIPE 3**
SKALA 1 : 150



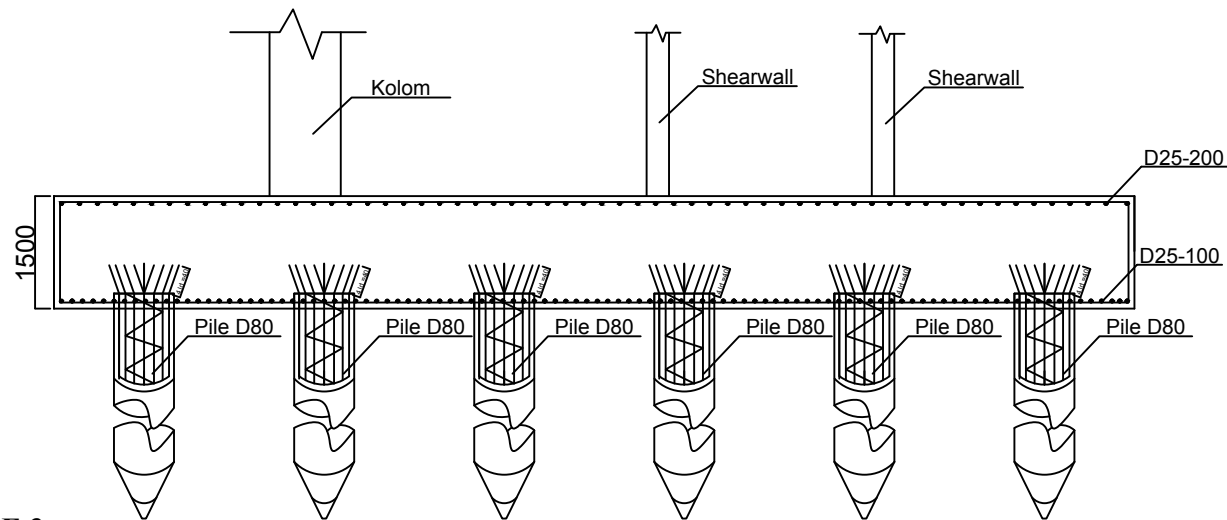
 **DETAIL PENULANGAN POER TIPE 3**
SKALA 1 : 150

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f_c = 40 \text{ MPa}$





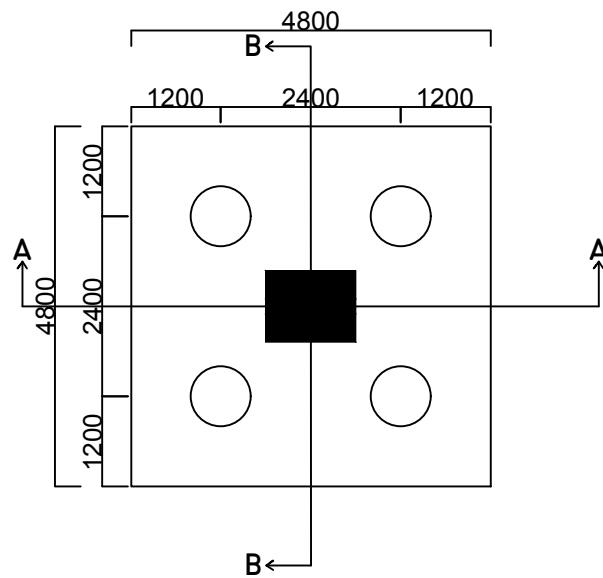
POTONGAN A POER TIPE 3
SKALA 1 : 100



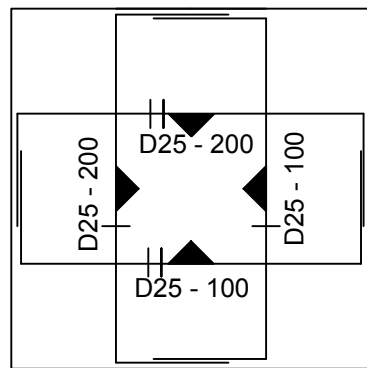
POTONGAN B POER TIPE 3
SKALA 1 : 100

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$

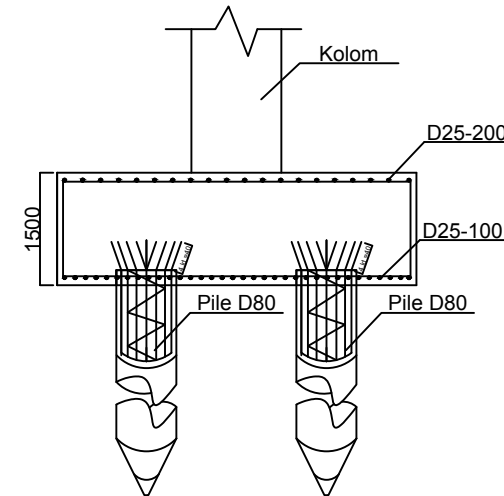




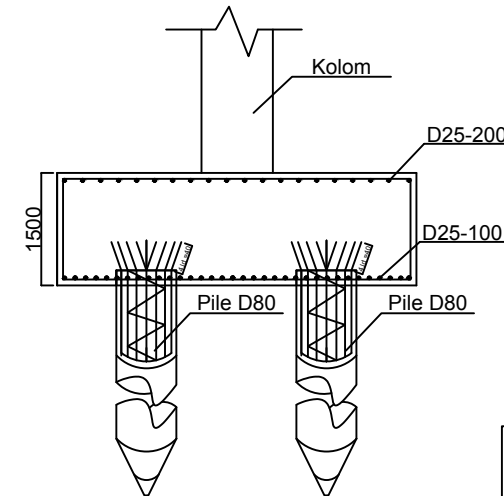
DETAIL PONDASI TIPE 4
SKALA 1 : 100



DETAIL PENULANGAN POER TIPE 4
SKALA 1 : 100



POTONGAN A POER TIPE 4
SKALA 1 : 100



POTONGAN B POER TIPE 4
SKALA 1 : 100

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 40 \text{ MPa}$



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas
Tugas Akhir

Nama Gambar
Detai dan Potongan
Pondasi Tipe 4

Skala
1 : 100

No. Lembar
62

Jml.Lembar
62

Dosen Pembimbing
Prof. Dr. Ir I G.P.Raka
Prof.Tavio., ST., MT., Ph.D

Nama & Nrp Mahasiswa
Ni Putu Ika Frisilia (3113 100 044)

BIODATA PENULIS

Penulis yang bernama lengkap Ni Putu Ika Frisilia ini dilahirkan di Balikpapan pada tanggal 15 September 1995. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Negeri 005 Balikpapan Utara, SMP Negeri 1 Balikpapan dan SMA Negeri 1 Balikpapan. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik



Sipil ITS pada tahun 2013 melalui jalur SNMPTN Undangan dan terdaftar dengan NRP 3113100044. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2017 dengan judul Tugas Akhir *“Desain Modifikasi Struktur Gedung Denpasar Icon Menggunakan Sistem Pratekan Pada Lantai 20 Sebagai Ballroom”*. Jika pembaca ingin berdiskusi dengan penulis dapat menghubungi melalui email: frisiliaikaputuni@gmail.com